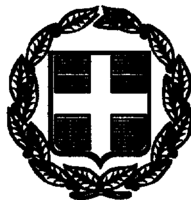

02021842012990088



27257

ΕΦΗΜΕΡΙΣ ΤΗΣ ΚΥΒΕΡΝΗΣΕΩΣ

ΤΗΣ ΕΛΛΗΝΙΚΗΣ ΔΗΜΟΚΡΑΤΙΑΣ

ΤΕΥΧΟΣ ΔΕΥΤΕΡΟ — Αρ. Φύλλου 2184

20 Δεκεμβρίου 1999

ΑΠΟΦΑΣΕΙΣ

Αριθ. Δ17α/141/3/ΦΝ 275

Έγκριση Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού

**Ο ΥΠΟΥΡΓΟΣ
ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ, ΧΩΡΟΤΑΞΙΑΣ ΚΑΙ ΔΗΜ. ΕΡΓΩΝ**

Έχοντας υπόψη

1. Τις διατάξεις της παρ.1 και 4 του άρθρου 21 του ν.1418/84 «Δημόσια έργα και ρυθμίσεις συναφών θεμάτων» (Α΄ 23).

2. Τη διάταξη του άρθρου 2, παρ.2 περίπτωση δ του ν. 1349/83 «Σύσταση Οργανισμού Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (ΟΑΣΠ) και άλλες διατάξεις» (Α΄ 52).

3. Τις διατάξεις του άρθρου 29Α΄ του ν. 1558/85 (Α΄ 137), το οποίο προστέθηκε με το άρθρο 27 του ν.2081/1992 (Α΄ 154) και τροποποιήθηκε με το άρθρο 1 παρ. 2α του ν.2469/97 (Α΄ 38) και το γεγονός ότι από τις διατάξεις της παρούσας απόφασης δεν προκαλείται δαπάνη σε βάρος του Κρατικού Προϋπολογισμού.

4. Το έγγραφο αριθμ. 1933/21-10-99 του Ο.Α.Σ.Π. καθώς και την αριθμ. 77/21-10-99 Απόφαση του Διοικητικού Συμβουλίου του Ο.Α.Σ.Π.,

και επειδή:

- Ο παρών Αντισεισμικός Κανονισμός με τίτλο «Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός-έκδοση 2000» αποτελεί αναθεώρηση του ισχύοντος Νέου Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (Ν.Ε.Α.Κ.), όπως αυτός εγκρίθηκε με την Απόφαση αριθμ. Δ17α/08/32/ΦΝ 275/30.9.92 (ΦΕΚ 613Β΄) ετέθη σε εφαρμογή με την Απόφαση αριθμ. Δ16γ/15/663/ Γ/10.10.94 και τροποποιήθηκε με την Απόφαση αριθμ. Δ17α/04/46/ΦΝ 275/20.6.1995 (ΦΕΚ/534Β΄).
- Η Αναθεώρηση αυτή είναι αποτέλεσμα επεξεργασίας από την Μόνιμη Επιστημονική Επιτροπή Υποστήριξης του Αντισεισμικού Κανονισμού που λειτουργεί στα πλαίσια του Ο.Α.Σ.Π.
- Ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός-έκδοση 2000 περιλαμβάνει τροποποιήσεις και συμπληρώσεις του ισχύοντος Αντισεισμικού Κανονισμού που κρίθηκαν αναγκαίες :

α) μετά από σημαντικές παρατηρήσεις, σχόλια και επιστημονικές απόψεις που διατυπώθηκαν κατά τη διάρκεια εφαρμογής του Ν.Ε.Α.Κ.

β) για την προσαρμογή στους αντιστοίχους Ευρωκώδικες EC8 (Αντισεισμικός) EC7 (θεμελιώσεων), αποφασίζουμε:

ΑΡΘΡΟ ΠΡΩΤΟ

ΕΓΚΡΙΣΗ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥ

Εγκρίνουμε τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό-έκδοση 2000 με τα επτά (7) Παραρτήματα (Α, Β, Γ, Δ, Ε, ΣΤ και Ζ), τα οποία αποτελούν αναπόσπαστο μέρος του Κανονισμού αυτού, το κείμενο των οποίων έχει ως ακολούθως:

1. ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ, ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΚΑΙ ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

1.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1.1 Αντικείμενο και πεδίο εφαρμογής

[1] Ο Κανονισμός αυτός αφορά τον σχεδιασμό των δομημάτων έναντι σεισμού. Ο Κανονισμός, ως έχει, δεν καλύπτει τα έργα για τα οποία προβλέπεται μερική ή πλήρης αντισεισμική μόνωση. Πρόσθετες διατάξεις σχετιζόμενες με επιμέρους υλικά περιλαμβάνονται στους αντίστοιχους Κανονισμούς.

[2] Τα κριτήρια και οι κανόνες σχεδιασμού που περιλαμβάνονται στον Κανονισμό έχουν γενικότερη εφαρμογή ενώ οι κανόνες εφαρμογής αναφέρονται κυρίως σε κτίρια. Για άλλες ειδικές κατηγορίες δομημάτων ή για έργα για τα οποία προβλέπεται μερική ή πλήρης αντισεισμική μόνωση απαιτείται συμπλήρωση του Κανονισμού με πρόσθετες διατάξεις.

[3] Έργα υψηλού κινδύνου για τον πληθυσμό, όπως πυρηνικοί αντιδραστήρες και φράγματα, δεν καλύπτονται από τον Κανονισμό.

[4] Η διαδικασία αντισεισμικού σχεδιασμού που προτείνεται στον Κανονισμό αυτό αποτελεί ένα σύνολο κανόνων μέγιστης αποδεκτής απλούστευσης, με την εφαρμογή του οποίου θεωρείται ότι ικανοποιούνται οι θεμελιώδεις συνθήκες επάρκειας μιας κατασκευής. Εκτός των αναφερομένων στον Κανονισμό αυτό θα μπορούσε επίσης να γίνει αποδεκτή, μετά και από σύμφωνη γνώμη της αρμόδιας Δημόσιας Αρχής, η εφαρμογή ακριβέστερων μεθόδων σχεδιασμού και ανάλυσης ενός δομήματος, σύμφωνα με τις οποίες η επαλήθευση των συνθηκών αυτών θα είναι άμεσα εμφανής. Οι παραπάνω εναλλακτικές μέθοδοι ανάλυσης θα πρέπει να βασίζονται στις θεμελιωμένες και αναγνωρισμένες αρχές της επιστήμης, σε συνδυασμό και με την επίτευξη του αυτού επιπέδου ασφαλείας με το επιδιωκόμενο από τον παρόντα Κανονισμό.

[5] Η εφαρμογή του Κανονισμού αυτού προϋποθέτει άτομα που διαθέτουν τις απαραίτητες τεχνικές γνώσεις και σχετικά προσόντα.

1.1.2 Περιεχόμενο του Κανονισμού

[1] Ο Κανονισμός αυτός περιέχει υποχρεωτικές διατάξεις, οι οποίες καθορίζουν:

- τις ελάχιστες σεισμικές δράσεις σχεδιασμού και τους αντίστοιχους συνδυασμούς δράσεων,
- τις απαιτήσεις συμπεριφοράς για τους παραπάνω συνδυασμούς δράσεων, καθώς και τα κριτήρια ελέγχου της ασφάλειας,
- τις μεθόδους υπολογισμού της εντάσεως και παραμορ-

φώσεως των κατασκευών και

- τις ειδικότερες κατασκευαστικές διατάξεις των φορέων και των υλικών.

[2] Η αρμόδια Δημοσία Αρχή συγχρόνως και κατά αντιστοιχία προς τα άρθρα του Κανονισμού αυτού, δημοσιεύει και Σχόλια, τα οποία αναφέρονται σε θέματα ειδικότερης σημασίας, παρατηρήσεις που βοηθούν στην κατανόηση του κειμένου ή εξασφαλίζουν τη συσχέτιση των παραγράφων, ή τέλος, μεθόδους περιορισμένης ισχύος που μπορεί να εφαρμόζονται υπό ορισμένες προϋποθέσεις.

1.1.3 Συσχέτιση με άλλους Κανονισμούς - Προϋποθέσεις

[1] Ο Κανονισμός αυτός ισχύει παράλληλα με τους Κανονισμούς σχεδιασμού δομημάτων με συγκεκριμένο υλικό (σκυρόδεμα, τοιχοποιία, χάλυβας, ξύλο κ.λπ.), οι οποίοι περιλαμβάνουν και τα αντίστοιχα ειδικά κριτήρια, καθώς και λεπτομερέστερους πρακτικούς κανόνες διαστασιολόγησης για σεισμική καταπόνηση.

[2] Η αξιοπιστία των διατάξεων του Κανονισμού αυτού επηρεάζεται σε μεγάλο βαθμό από την πιστή τήρηση των διατάξεων των ειδικών για κάθε υλικό Κανονισμών για τις μη σεισμικές δράσεις.

[3] Σε δομήματα που έχουν μελετηθεί και σχεδιασθεί με τον παρόντα Κανονισμό δεν επιτρέπονται οι τροποποιήσεις φερόντων ή μη φερόντων στοιχείων, καθώς και η αλλαγή χρήσεως τους, χωρίς προηγούμενη μελέτη των συνεπειών από τις παραπάνω αλλαγές.

1.2 ΘΕΜΕΛΙΩΔΕΙΣ ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ

[1] Ο σχεδιασμός, η κατασκευή και η χρήση ενός δομήματος θεωρούνται ότι αντιμετωπίζουν επαρκώς το σεισμικό κίνδυνο, δηλαδή εξασφαλίζουν περιορισμένες και επιδιορθώσιμες βλάβες στα στοιχεία του φέροντα οργανισμού υπό το σεισμό σχεδιασμού, ενώ ελαχιστοποιούν τις βλάβες για σεισμούς μικρότερης έντασης και με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης, όταν κατά την επιβολή των σεισμικών δράσεων «σχεδιασμού» (βλ. Κεφ. 2) με αποδεκτώς μικρή πιθανότητα υπερβάσεώς τους κατά τη διάρκεια της ζωής του δομήματος, ικανοποιούνται οι ακόλουθες απαιτήσεις σεισμικής συμπεριφοράς.

1.2.1 Απαίτηση αποφυγής καταρρεύσεως

[1] Η πιθανότητα καταρρεύσεως του δομήματος (ή τμημάτων του) πρέπει να είναι επαρκώς μικρή, όπως ορίζεται στα επιμέρους κριτήρια που περιέχονται στον παρόντα Κανονισμό και στους επιμέρους Κανονισμούς, και να συνδυάζεται με διατήρηση της ακεραιότητας και επαρκούς εναπομένουσας αντοχής μετά τη λήξη της σεισμικής ακολουθίας.

1.2.2 Απαίτηση περιορισμού βλαβών

[1] Οι βλάβες σε στοιχεία του φέροντα οργανισμού υπό το σεισμό σχεδιασμού πρέπει να είναι περιορισμένες και επιδιορθώσιμες, ενώ οι βλάβες για σεισμούς μικρότερης έντασης και με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης πρέπει να ελαχιστοποιούνται.

1.2.3 Απαίτηση ελάχιστης στάθμης λειτουργιών

[1] Πρέπει να διασφαλίζεται μία ελάχιστη στάθμη λειτουργιών του δομήματος, ανάλογα με τη χρήση και τη σημασία του, όταν το δόμημα υποστεί σεισμό με τα χαρακτηριστικά του σεισμού σχεδιασμού.

1.3 ΓΕΝΙΚΑ ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

[1] Οι σεισμικές δράσεις υπολογισμού για τον σχεδιασμό των κατασκευών διακρίνονται:

- σε συνολικές δράσεις, οι οποίες ασκούνται επάνω στο σύνολο της κατασκευής και
- σε τοπικές δράσεις, οι οποίες ασκούνται σε ορισμένα μόνο φέροντα ή μη φέροντα στοιχεία ή σε ορισμένες εγκαταστάσεις (προσαρτήματα).

[2] Εκτελείται επαρκής ποιοτικός έλεγχος σε όλες τις φάσεις παραγωγής και χρήσεως του δομήματος, δηλαδή έλεγχος μελέτης και έλεγχος κατά τη διάρκεια κατασκευής και χρησιμοποιήσεως του δομήματος.

[3] Οι απαιτήσεις της παρ. 1.2. θεωρούνται ότι ικανοποιούνται, εάν ικανοποιηθούν όλα συγχρόνως τα επόμενα κριτήρια, σε αντιστοιχία με τις σχετικές απαιτήσεις.

1.3.1 Γενικά κριτήρια αποφυγής καταρρεύσεως

Η απαίτηση της παρ. 1.2.1. θεωρείται ότι ικανοποιείται όταν, υπό την επίδραση του σεισμού σχεδιασμού (βλ. Κεφ. 2):

[1] Εξασφαλίζεται με αξιοπιστία η μεταφορά στο έδαφος των δράσεων κάθε εδραζόμενου στοιχείου της ανωδομής, χωρίς να προκαλούνται μεγάλες παραμένουσες παραμορφώσεις.

[2] Εξασφαλίζεται η απαιτούμενη αντοχή σε όλα τα φέροντα στοιχεία του δομήματος, λαμβανομένων υπόψη και των επιρροών 2ας τάξεως, όπου χρειάζεται.

[3] Ελέγχεται ικανοποιητικά, ο πλαστικός μηχανισμός απόκρισης του φορέα στο σεισμό σχεδιασμού με τα ακόλουθα ειδικότερα κριτήρια:

- Τον ικανοτικό σχεδιασμό που στοχεύει στο να εξασφαλισθεί η δημιουργία ενός αξιόπιστου ελαστοπλαστικού μηχανισμού, ως προς τον αριθμό και τη θέση των πλαστικών αρθρώσεων και παράλληλα στο να αποφευχθούν ψαθυρές μορφές αστοχίας των μελών, καθώς και συγκέντρωση των πλαστικών αρθρώσεων σε λίγα μόνο μέλη του φορέα (π.χ. μαλακός όροφος).
- Την εξασφάλιση ικανοποιητικής σχέσης μεταξύ διαθέσιμης και απαιτούμενης τοπικής πλαστιμότητας στις θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων.

Στον Κανονισμό αυτό υποδεικνύεται ως μέγιστη αποδεκτή απλούστευση, μια διαδικασία σχεδιασμού με την οποία εξασφαλίζεται ικανοποιητικός βαθμός τοπικής πλαστιμότητας, ώστε να θεωρείται ότι ικανοποιείται έμμεσα το κριτήριο αυτό, χωρίς να απαιτείται άμεσος υπολογισμός της απαιτούμενης και της διαθέσιμης τοπικής πλαστιμότητας.

[4] Εξασφαλίζεται μία ελάχιστη στάθμη πλαστιμότητας σε κάθε κρίσιμη περιοχή στην οποία υπάρχει έστω και μικρή πιθανότητα σχηματισμού πλαστικής αρθρώσεως. Τέτοιες περιοχές θεωρούνται π.χ. η βάση και η κορυφή όλων των στύλων πλαισίων ανεξάρτητα από την εκτέλεση ή όχι αντιστοίχων ικανοτικών ελέγχων.

[5] Η συμπεριφορά του δομήματος είναι σε επαρκή βαθμό συνεπής με τα χρησιμοποιούμενα προσομοιώματα (για ανάλυση και διαστασιολόγηση), επιζητείται δηλαδή η ελαχιστοποίηση των αβεβαιοτήτων οι οποίες συνδέονται με αυτά τα υπολογιστικά μέσα.

[6] Πρέπει επίσης να λαμβάνονται μέτρα προστασίας, τόσο του υπό μελέτη κτιρίου, όσο και των τυχόν υφισταμένων γειτονικών κτιρίων, από δυσμενείς συνέπειες προσκρούσεων κατά την διάρκεια του σεισμού.

1.3.2 Γενικά κριτήρια περιορισμού βλαβών

Η απαίτηση της παρ. 1.2.2. θεωρείται ότι ικανοποιείται όταν επιπλέον των κριτηρίων της παρ. 1.3.1. ικανοποιούνται και τα επόμενα δύο πρόσθετα κριτήρια:

[1] Οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων υπό την επίδραση ενός σεισμού μικρότερης έντασης και μεγαλύτερης συχνότητας εμφάνισης από τον σεισμό σχεδιασμού πρέπει να είναι μικρότερες από ορισμένες τιμές, που θεωρούνται ότι αντιστοιχούν σε ανεκτό βαθμό βλάβης των μη φερόντων στοιχείων και ειδικότερα του οργανισμού πληρώσεως.

[2] Πρέπει να εξασφαλίζεται επαρκής αντοχή των στοιχείων στηρίξεως των κάθε είδους εγκαταστάσεων και προσαρτημάτων του δομήματος, που να αντιστοιχεί σε ανεκτό βαθμό βλάβης τους, ανάλογα με τη λειτουργία και τη σπουδαιότητα του δομήματος και των προσαρτημάτων.

1.3.3 Γενικά κριτήρια ελάχιστης στάθμης λειτουργίας

[1] Γενικά ο Κανονισμός δεν προβλέπει εξειδικευμένα κριτήρια για την ικανοποίηση αυτής της συγκεκριμένης απαίτησης της παρ. 1.2.3. Τέτοια κριτήρια μπορεί να υπάρξουν στις περιπτώσεις ειδικών δομημάτων (κτίρια νοσοκομείων, πυροσβεστικών σταθμών, κλπ.).

[2] Όταν δεν υπάρχουν εξειδικευμένα κριτήρια τότε τα κριτήρια των παρ. 1.3.1. και 1.3.2. που στοχεύουν στην ικανοποίηση των απαιτήσεων αποφυγής κατάρρευσης και

περιορισμού βλαβών θεωρείται ότι καλύπτουν έμμεσα και την απαίτηση ελάχιστης στάθμης λειτουργίας.

2. ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

2.1 ΓΕΝΙΚΑ

[1] Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι λόγω σεισμού ταλαντωτικές κινήσεις του εδάφους, για τις οποίες απαιτείται να γίνεται ο σχεδιασμός των έργων. Τις κινήσεις αυτές στα επόμενα θα ονομάζουμε σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις του εδάφους.

[2] Η ένταση των σεισμικών διεγέρσεων σχεδιασμού καθορίζεται συμβατικά με μία μόνη παράμετρο, την επιτάχυνση σχεδιασμού Α, ανάλογα με την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας της χώρας στην οποία βρίσκεται το έργο (βλ. παρ. 2.3.3).

[3] Η εδαφική επιτάχυνση Α κλιμακώνεται περαιτέρω μέσα στην ίδια ζώνη (τιμές $\gamma_I \cdot A$), ανάλογα με την κατηγορία σπουδαιότητας των έργων «κανονικού κινδύνου» (βλ. παρ. 2.3.4).

2.2 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΔΙΕΓΕΡΣΕΩΝ

2.2.1 Διεύθυνση και στάθμη εφαρμογής

[1] Οι σεισμικές διεγέρσεις σχεδιασμού ορίζονται στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους.

[2] Η σεισμική κίνηση τυχόντος σημείου του εδάφους στο χώρο καθορίζεται με τη βοήθεια των δύο οριζόντιων και κάθετων μεταξύ τους συνιστωσών-της (με τυχόντα προσανατολισμό) και της κατακόρυφης συνιστώσας. Οι τρεις αυτές συνιστώσες θεωρούνται στατιστικά ανεξάρτητες.

[3] Στην έκταση της κάτοψης συνήθων κτιρίων όλα τα σημεία του εδάφους θεωρείται ότι εκτελούν την ίδια μεταφορική κίνηση. Η κίνηση αυτή θεωρείται αμετάβλητη από την επιφάνεια του εδάφους μέχρι την στάθμη ή τις στάθμες θεμελίωσης. Ειδικότερα, στην περίπτωση κτιρίου με διάφορες στάθμες θεμελίωσης, η σεισμική διέγερση σχεδιασμού υποτίθεται ενιαία σε όλες τις στάθμες.

2.2.2 Καθορισμός σεισμικών διεγέρσεων

[1] Οι σεισμικές διεγέρσεις καθορίζονται με τη βοήθεια φασμάτων απόκρισης (σε όρους επιτάχυνσης) ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή.

[2] Οι δύο οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής διέγερσης του εδάφους χαρακτηρίζονται με το ίδιο «ελαστικό φάσμα» επιτάχυνσης R_e, το οποίο δίδεται στο Παράρτημα Α.

[3] Το φάσμα της κατακόρυφης συνιστώσας προκύπτει από το φάσμα των οριζόντιων συνιστωσών, πολλαπλασιάζοντας τις τεταγμένες του με το 0.70 .

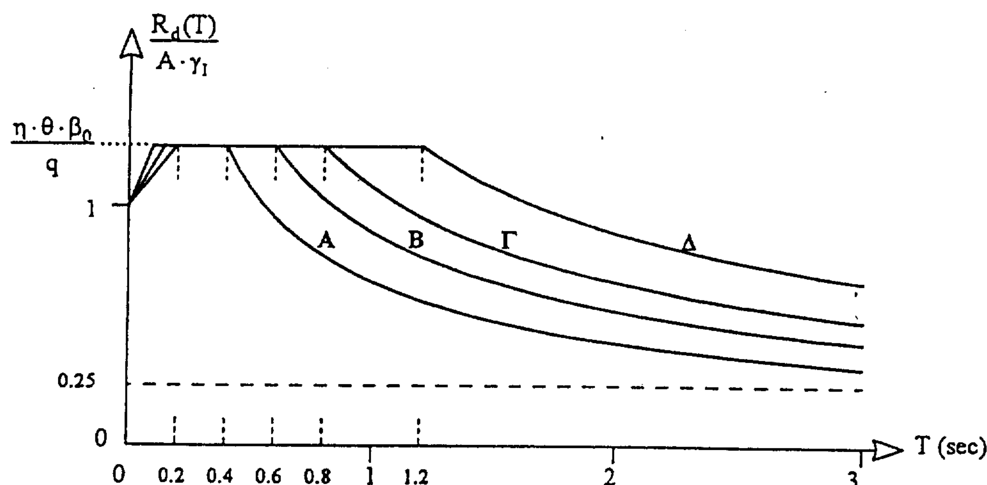
[4] Για την «ισοδύναμη» γραμμική ανάλυση των κατασκευών στην μετελαστική περιοχή συμπεριφοράς τους, χρησιμοποιούνται τα «φάσματα σχεδιασμού» R_d της παρ. 2.3, τα οποία προκύπτουν με τροποποίηση των ελαστικών φασμάτων.

[5] Σε ειδικές περιπτώσεις ελέγχου της σεισμικής απόκρισης με εν χρόνω ολοκλήρωση επιταχυνσιογραφημάτων, τα επιταχυνσιογραφήματα αυτά καθορίζονται στο Παράρτημα Α.

2.3 ΦΑΣΜΑΤΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

2.3.1 Οριζόντιες συνιστώσες

[1] Τα φάσματα σχεδιασμού των οριζόντιων συνιστωσών του σεισμού καθορίζονται από τις παρακάτω εξισώσεις (Σχήμα 2.1):



Σχήμα 2.1: Φάσμα Σχεδιασμού: $\frac{R_d(T)}{A \cdot \gamma_I}$ [Σχεδίαση για $\frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q}$ =2.5/2.0]

Περιοχή Περιόδων	**Εξίσωση**
$0 \leq T < T_1$:	$R_d(T) = \gamma_I \cdot A \cdot \left[1 + \frac{T}{T_1}\left(\frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} - 1\right)\right]$ ....(2.1.α)
$T_1 \leq T \leq T_2$:	$R_d(T) = \gamma_I \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q}$ ....(2.1.β)
$T_2 < T$:	$R_d(T) = \gamma_I \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$ ....(2.1.γ)

όπου:

$A = \alpha \cdot g$	μέγιστη οριζόντια σεισμική επιτάχυνση του εδάφους (παρ. 2.3.3),
g	επιτάχυνση της βαρύτητας,
γ_I	συντελεστής σπουδαιότητας του κτιρίου (παρ. 2.3.4),
q	συντελεστής συμπεριφοράς της κατασκευής (παρ. 2.3.5),
η	διορθωτικός συντελεστής για ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης ≠ 5%,
θ	συντελεστής επιρροής της θεμελίωσης (παρ. 2.3.7),
T_1 και T_2	χαρακτηριστικές περίοδοι του φάσματος (Πίνακας 2.4),
$\beta_0 = 2.5$	συντελεστής φασματικής ενίσχυσης και
Α, Β, Γ, Δ	κατηγορία εδάφους (παρ. 2.3.6).

[2] Ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} \geq 0.7 \quad \text{(2.2)}$$

όπου οι τιμές της κρίσιμης απόσβεσης ζ(%) δίδονται στον Πίνακα 2.8 για κάθε είδος κατασκευής. Σε ειδικές περιπτώσεις συστημάτων που αποδεδειγμένα διαθέτουν ιδιαίτερα μεγάλη απόσβεση (π.χ. απόσβεση ακτινοβολίας στο υπέδαφος), το κάτω όριο του συντελεστή "η" επιτρέπεται να μειωθεί μέχρι την τιμή 0.5, ύστερα από συγκατάθεση του Κυρίου του Έργου και ειδική έγκριση της Προϊσταμένης Αρχής της ελέγχουσας υπηρεσίας. Για την έγκριση αυτή απαιτείται η σύνταξη λεπτομερούς ειδικής μελέτης, με την οποία αφενός μεν θα αιτιολογείται πλήρως η προέλευση της αυξημένης απόσβεσης (π.χ. εδαφοδυναμική μελέτη στην περίπτωση της απόσβεσης ακτινοβολίας), αφετέρου δε θα γίνεται ποσοτική αποτίμηση της συμμετοχής της στην συνολική απόσβεση του συστήματος.

[3] Αν δεν υπολογίζεται η ιδιοπερίοδος Τ, τότε το $R_d(T)$ θα λαμβάνεται από την εξίσωση (2.1.β).

[4] Σε κάθε περίπτωση απαιτείται:

$$\frac{R_d(T)}{A\gamma_i} \geq 0.25 \quad \text{(2.3)}$$

2.3.2 Κατακόρυφη συνιστώσα

[1] Το φάσμα της κατακόρυφης συνιστώσας καθορίζεται από τις εξισώσεις (2.1) με τις εξής μεταβολές:

- αντί της οριζόντιας εδαφικής επιτάχυνσης Α χρησιμοποιείται η αντίστοιχη κατακόρυφη συνιστώσα $A_v = 0.70 \cdot A$,

- αντί του συντελεστή συμπεριφοράς q χρησιμοποιείται ο συντελεστής $q_v = 0.50q \geq 1.00$ και
- η τιμή του συντελεστή θεμελίωσης θ λαμβάνεται πάντοτε ίση με 1.0.

2.3.3 Σεισμική επιτάχυνση εδάφους

[1] Για την εφαρμογή του παρόντος Κανονισμού η Χώρα υποδιαιρείται σε τέσσερις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας I, II, III και IV, τα όρια των οποίων καθορίζονται στον Χάρτη Σεισμικής Επικινδυνότητας της Ελλάδος (Σχήμα 2.2).

[2] Στον Πίνακα 2.1 δίνεται κατάλογος οικισμών του ελληνικού χώρου και η Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας στην οποία ανήκουν.

[3] Σε κάθε Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας αντιστοιχεί μία τιμή σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους Α, σύμφωνα με τον Πίνακα 2.2.

[4] Οι τιμές των σεισμικών επιταχύνσεων εδάφους του Πίνακα 2.2. εκτιμάται, σύμφωνα με τα σεισμολογικά δεδομένα, ότι έχουν πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια.

2.3.4 Συντελεστής σπουδαιότητας κτιρίων

[1] Τα κτίρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας, ανάλογα με τον κίνδυνο που συνεπάγεται για τον άνθρωπο και τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει ενδεχόμενη καταστροφή τους ή διακοπή της λειτουργίας τους.

[2] Σε κάθε κατηγορία σπουδαιότητας αντιστοιχεί μία τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας γ_1 σύμφωνα με τον Πίνακα 2.3.

2.3.5 Συντελεστής συμπεριφοράς q

[1] Ο συντελεστής αυτός εισάγει την μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε απεριόριστα ελαστικό σύστημα.

[2] Μέγιστες τιμές του q δίδονται στον Πίνακα 2.6 ανάλογα με το είδος του υλικού κατασκευής και τον τύπο του δομικού συστήματος. Οι τιμές αυτές ισχύουν υπό την βασική προϋπόθεση ότι για τον σεισμό σχεδιασμού έχουμε έναρξη διαρροής του συστήματος (πρώτη πλαστική άρθρωση) και με την περαιτέρω αύξηση της φόρτισης είναι δυνατός ο σχηματισμός αξιόπιστου μηχανισμού διαρροής με την δημιουργία ικανού αριθμού πλαστικών αρθρώσεων (πλάστιμη συμπεριφορά).

[3] Σε περίπτωση επιθυμητής ελαστικής συμπεριφοράς λαμβάνεται q =1.

2.3.6 Κατάταξη εδαφών

[1] Από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας τα εδάφη κατατάσσονται σε πέντε κατηγορίες Α, Β, Γ, Δ και Χ, που περιγράφονται στον Πίνακα 2.5.

[2] Δόμηση μόνιμων έργων σε εδάφη κατηγορίας Χ μπορεί να γίνει μόνο ύστερα από λεπτομερείς έρευνες και μελέτες και εφόσον ληφθούν κατάλληλα μέτρα βελτίωσης των ιδιοτήτων του εδάφους και αντιμετωπισθούν ειδικά τα συγκεκριμένα προβλήματα που υπάρχουν (βλ. Κεφ. 5).

[3] Σχηματισμός πάχους μικρότερου των 5 m μπορεί να θεωρείται ότι ανήκει στην αμέσως προηγούμενη κατηγορία εδάφους με εξαίρεση την κατηγορία Χ.

2.3.7 Συντελεστής θεμελίωσης

[1] Ο συντελεστής θεμελίωσης θ εξαρτάται γενικά από το βάθος και την δυσκαμψία της θεμελίωσης.

[2] Σε εδάφη Κατηγορίας Α ή Β ο συντελεστής θ λαμβάνει την τιμή 1.0. Σε εδάφη κατηγορίας Γ ή Δ ο συντελεστής θεμελίωσης θ επιτρέπεται να λαμβάνει τις τιμές που δίνονται στον Πίνακα 2.7, όταν συντρέχει τουλάχιστον μία από τις προϋποθέσεις που αναφέρονται σε αυτόν και εφόσον η προκύπτουσα φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού δεν είναι μικρότερη από εκείνη που θα προέκυπτε για έδαφος κατηγορίας Β.

Σχήμα 2.2: Χάρτης Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας της Ελλάδος

Πίνακας 2.1: Οι οικισμοί του Ελληνικού χώρου, οι οποίοι δίνονται στο Χάρτη Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας. Η πρώτη στήλη δίνει το όνομα του οικισμού, η δεύτερη τον αύξοντα αριθμό στο Χάρτη και η τρίτη τη Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας.

ΟΝΟΜΑ ΟΙΚΙΣΜΟΥ	Α/Α	ΖΩΝΗ
ΑΓΙΑ	49	II
ΑΓΙΟΣ ΝΙΚΟΛΑΟΣ	132	III
ΑΓΙΟΣ ΚΥΡΗΚΟΣ	114	II
ΑΓΡΙΝΙΟ	66	II
ΑΘΗΝΑ	74	II
ΑΙΓΙΝΑ	79	II
ΑΙΓΙΟΝ	84	III
ΑΛΕΞΑΝΔΡΟΥΠΟΛΗ	1	I
ΑΛΜΥΡΟΣ	55	III
ΑΜΑΡΙΟΝ	129	III
ΑΜΟΡΓΟΣ	118	II
ΑΜΦΙΛΟΧΙΑ	68	II
ΑΜΦΙΣΣΑ	70	III
ΑΝΔΡΑΒΙΔΑ	86	III
ΑΝΔΡΙΤΣΑΙΝΑ	88	II
ΑΝΔΡΟΣ	120	I
ΑΡΓΟΣΤΟΛΙ	104	IV
ΑΡΕΟΠΟΛΙΣ	96	II
ΑΡΙΔΑΙΑ	25	I
ΑΡΝΑΙΑ	21	III
ΑΡΤΑ	45	II
ΑΤΑΛΑΝΤΗ	72	III
ΒΑΜΟΣ	127	III
ΚΟΜΟΤΗΝΗ	6	II
ΚΟΝΙΤΣΑ	39	II
ΚΟΡΙΝΘΟΣ	80	III
ΚΥΘΗΡΑ	107	III
ΚΥΜΗ	59	I
ΚΥΠΑΡΙΣΣΙΑ	89	III
ΚΩΣ	121	III
ΛΑΓΚΑΔΑΣ	18	III
ΛΑΜΙΑ	62	III
ΛΑΡΙΣΑ	46	III
ΛΑΥΡΙΟ	77	I
ΛΕΒΑΔΙΑ	73	III
ΛΕΥΚΑΔΑ	102	IV
ΛΕΧΑΙΝΑ		III
ΛΕΩΝΙΔΙΟΝ	93	II
ΜΕΓΑΛΟΠΟΛΗ	92	II
ΜΕΓΑΡΑ	75	II
ΜΕΣΟΛΟΓΓΙ	65	II
ΜΕΤΣΟΒΟ	40	II
ΜΗΘΥΜΝΑ	111	III
ΜΗΛΟΣ	116	I
ΜΟΙΡΑΙ	130	III
ΜΟΝΕΜΒΑΣΙΑ	97	II

ΟΝΟΜΑ ΟΙΚΙΣΜΟΥ	Α/Α	ΖΩΝΗ
ΒΕΡΟΙΑ	28	I
ΒΟΛΟΣ	54	III
ΒΟΝΙΤΣΑ	67	III
ΓΑΙΟΣ		III
ΓΙΑΝΝΙΤΣΑ	27	I
ΓΟΥΜΕΝΙΤΣΑ	26	II
ΓΡΕΒΕΝΑ	35	II
ΓΥΘΕΙΟ	95	II
ΔΕΛΒΙΝΑΚΙΟ	38	II
ΔΗΜΗΤΣΑΝΑ	91	II
ΔΙΔΥΜΟΤΕΙΧΟ	3	I
ΔΟΜΟΚΟΣ	63	III
ΔΡΑΜΑ	12	II
ΕΔΕΣΣΑ	24	I
ΕΛΑΣΣΩΝ	47	II
ΕΛΕΥΘΕΡΟΥΠΟΛΗ	9	II
ΕΡΜΟΥΠΟΛΗ	115	I
ΖΑΚΥΝΘΟΣ	116	IV
ΗΓΟΥΜΕΝΙΤΣΑ	42	III
ΗΡΑΚΛΕΙΟ	131	III
ΘΑΣΟΣ	11	I
ΘΕΣΣΑΛΟΝΙΚΗ	19	II
ΘΗΒΑ	71	III
ΘΗΡΑ	117	II
ΙΘΑΚΗ	103	IV
ΙΣΤΙΑΙΑ	60	III
ΙΩΑΝΝΙΝΑ	37	II
ΚΑΒΑΛΑ	8	II
ΚΑΛΑΒΡΥΤΑ	85	III
ΚΑΛΑΜΑΤΑ	98	III
ΚΑΛΑΜΟΣ	76	II
ΚΑΛΑΜΠΑΚΑ	52	II
ΚΑΛΥΜΝΟΣ	136	II
ΚΑΝΤΑΝΟΣ	126	III
ΚΑΡΔΙΤΣΑ	53	III
ΚΑΡΠΑΘΟΣ	123	III
ΚΑΡΠΕΝΗΣΙ	64	II
ΚΑΡΥΣΤΟΣ	61	I
ΚΑΣΤΕΛΙΟΝ	133	III
ΚΑΣΤΕΛΟΡΙΖΟ	135	III
ΚΑΣΤΟΡΙΑ	31	I
ΚΑΤΕΡΙΝΗ	36	I
ΚΕΡΚΥΡΑ	101	III
ΚΙΛΚΙΣ	17	III
ΚΙΣΣΑΜΟΣ	125	III
ΚΟΖΑΝΗ	32	II

ΟΝΟΜΑ ΟΙΚΙΣΜΟΥ	Α/Α	ΖΩΝΗ
ΜΥΡΙΝΑ	109	III
ΜΥΤΙΛΗΝΗ	110	III
ΝΑΟΥΣΑ	29	I
ΝΑΥΠΑΚΤΟΣ	69	III
ΝΑΥΠΛΙΟ	81	II
ΝΕΑ ΖΙΧΝΗ	15	II
ΝΙΓΡΙΤΑ	16	II
Ν. ΔΩΔΩΝΗ	41	II
ΞΑΝΘΗ	7	II
ΟΡΕΣΤΙΑΔΑ	2	I
ΠΑΛΙΟΥΡΙ	22	I
ΠΑΡΟΣ	119	I
ΠΑΤΡΑ	83	III
ΠΟΛΥΓΥΡΟΣ	20	II
ΠΟΡΤΟΧΕΛΙ	82	II
ΠΡΕΒΕΖΑ	44	III
ΠΤΟΛΕΜΑΪΔΑ	33	I
ΠΥΛΟΣ	100	III
ΠΥΡΓΟΣ	87	III
ΡΕΘΥΜΝΟ	128	III
ΡΟΔΟΣ	122	III
ΣΑΛΑΜΙΝΑ	78	II
ΣΑΜΗ	105	IV
ΣΑΜΟΘΡΑΚΗ	108	II
ΣΑΜΟΣ	113	III
ΣΑΠΠΑΙ	5	I
ΣΑΡΤΗ	23	II
ΣΕΡΡΕΣ	13	I
ΣΗΤΕΙΑ	134	III
ΣΙΑΤΙΣΤΑ	34	I
ΣΙΔΗΡΟΚΑΣΤΡΟ	14	I
ΣΚΙΑΘΟΣ	56	II
ΣΚΥΡΟΣ	57	II
ΣΟΥΦΛΙ	4	I
ΣΠΑΡΤΗ	94	II
ΤΡΙΚΑΛΑ	51	II
ΤΥΛΟΣ		III
ΤΥΡΝΑΒΟΣ	48	II
ΦΑΡΣΑΛΑ	50	III
ΦΙΛΙΑΤΡΑ	99	III
ΦΙΛΙΑΤΤΑΙ	43	III
ΦΛΩΡΙΝΑ	30	I
ΧΑΛΚΙΔΑ	58	III
ΧΑΝΙΑ	124	III
ΧΙΟΣ	112	III
ΧΡΥΣΟΥΠΟΛΗ	10	II

Πίνακας 2.2: Σεισμική επιτάχυνση εδάφους: $A = \alpha \cdot g$ (g: επιτάχυνση βαρύτητας).

Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	I	II	III	IV

α	0.12	0.16	0.24	0.36

Πίνακας 2.3: Συντελεστές Σπουδαιότητας

Κατηγορία Σπουδαιότητας		γ_1
Σ1	Κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού, π.χ. αγροτικά οικήματα, υπόστεγα, στάβλοι κλπ.	0.85
Σ2	Συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κλπ.	1.00
Σ3	Εκπαιδευτικά κτίρια, κτίρια δημόσιων συναθροίσεων, αίθουσες αεροδρομίων και γενικώς κτίρια στα οποία ευρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά μεγάλο μέρος του 24ώρου. Κτίρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής σημασίας (π.χ. κτίρια που στεγάζουν υπολογιστικά κέντρα, ειδικές βιομηχανίες) κλπ.	1.15
Σ4	Κτίρια των οποίων η λειτουργία, τόσο κατά την διάρκεια του σεισμού, όσο και μετά τους σεισμούς, είναι ζωτικής σημασίας, όπως κτίρια τηλεπικοινωνίας, παραγωγής ενέργειας, νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, κτίρια δημόσιων επιτελικών υπηρεσιών. Κτίρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας (π.χ. μουσεία κλπ.).	1.30

Πίνακας 2.4: Τιμές των Χαρακτηριστικών Περιόδων T_1, T_2 (sec)

Κατηγορία εδάφους	**Α**	**Β**	**Γ**	**Δ**
T_1	0.10	0.15	0.20	0.20
T_2	0.40	0.60	0.80	1.20

Πίνακας 2.5: Κατηγορίες Εδάφους.

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ
Α	Βραχώδεις ή ημιβραχώδεις σχηματισμοί εκτεινόμενοι σε αρκετή έκταση και βάθος, με τη προϋπόθεση ότι δεν παρουσιάζουν έντονη αποσάθρωση Στρώσεις πυκνού κοκκώδους υλικού με μικρό ποσοστό ιλυοαργιλικών προσμίξεων, πάχους μικρότερου των 70μ. Στρώσεις πολύ σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μικρότερου των 70μ.

Β	Εντόνως αποσαθρωμένα βραχώδη ή εδάφη που από μηχανική άποψη μπορούν να εξομοιωθούν με κοκκώδη. Στρώσεις κοκκώδους υλικού μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ. ή μεγάλης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ. Στρώσεις σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μεγαλύτερου των 70μ.
Γ	Στρώσεις κοκκώδους υλικού μικρής σχετικής πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ. ή μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ.
Δ	Έδαφος με μαλακές αργίλους υψηλού δείκτη πλαστιμότητας ($I_p > 50$) συνολικού πάχους μεγαλύτερου των 10μ.
Χ	Χαλαρά λεπτόκοκκα αμμοϊλιώδη εδάφη υπό τον υδάτινο ορίζοντα, που ενδέχεται να ρευστοποιηθούν (εκτός αν ειδική μελέτη αποκλείει τέτοιο κίνδυνο, ή γίνει βελτίωση των μηχανικών τους ιδιοτήτων) Εδάφη που βρίσκονται δίπλα σε εμφανή τεκτονικά ρήγματα. Απότομες κλιτείς καλυπτόμενες με προϊόντα χαλαρών πλευρικών κορημάτων. Χαλαρά κοκκώδη ή μαλακά ιλυοαργιλικά εδάφη, εφόσον έχει αποδειχθεί ότι είναι επικίνδυνα από άποψη δυναμικής συμπυκνώσεως ή απώλειας αντοχής. Πρόσφατες χαλαρές επιχωματώσεις (μπάζα). Οργανικά εδάφη. Εδάφη κατηγορίας Γ με επικινδύνως μεγάλη κλίση.

Πίνακας 2.6: Μέγιστες Τιμές Συντελεστή Συμπεριφοράς q.

ΥΛΙΚΟ	ΔΟΜΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ	q
1. ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	α. Πλαίσια ή μικτά συστήματα	3.50
	β. Συστήματα τοιχωμάτων που λειτουργούν σαν πρόβολοι	3.00
	γ. Συστήματα στα οποία τουλάχιστον το 50% της συνολικής μάζας βρίσκεται στο ανώτερο 1/3 του ύψους.	2.00

2. ΧΑΛΥΒΑΣ	α. Πλαίσια	4.00
	β. Δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα *	4.00
	γ. Δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα:	
	• διαγώνιοι σύνδεσμοι	3.00
	• σύνδεσμοι τύπου V ή L	1.50
	• σύνδεσμοι τύπου K (όπου επιτρέπεται*)	1.00
	* Βλέπε Παράρτημα Γ.	
3. ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ	α. Με οριζόντια διαζώματα	1.50
	β. Με οριζόντια και κατακόρυφα διαζώματα	2.00
	γ. Οπλισμένη (κατακόρυφα και οριζόντια)	2.50
4. ΞΥΛΟ	α. Πρόβολοι	1.00
	β. Δοκοί – Τόξα – Κολλητά πετάσματα	1.50
	γ. Πλαίσια με κοχλιώσεις	2.00
	δ. Πετάσματα με ηλώσεις	3.00

Πίνακας 2.7: Συντελεστής Θεμελίωσης θ.

Προϋποθέσεις		
1α.	Το κτίριο διαθέτει ένα υπόγειο	0.90
1β.	Η θεμελίωση του κτιρίου είναι γενική κοιτόστρωση	
1γ.	Η θεμελίωση του κτιρίου είναι με πασσάλους που φέρουν δοκούς σύνδεσης στην κεφαλή	

2α.	Το κτίριο διαθέτει δύο τουλάχιστον υπόγεια	0.80
2β.	Το κτίριο διαθέτει ένα τουλάχιστον υπόγειο και η θεμελίωση είναι γενική κοιτόστρωση	
2γ.	Η θεμελίωση του κτιρίου είναι με πασσάλους που συνδέονται με ενιαίο κεφαλόδεσμο (όχι αναγκαστικά ενιαίου πάχους)	
Παρατήρηση: Υπόγειος θεωρείται ένας όροφος όταν έχει περιμετρικά τοιχεία έτσι, ώστε οι συνδεόμενες πλάκες να είναι πρακτικά αμετάθετες.		

Πίνακας 2.8: Τιμές ποσοστού κρίσιμης απόσβεσης ζ.

Είδος Κατασκευής		ζ%
Μεταλλική:	με συγκολλήσεις	2
	με κοχλιώσεις	4
Σκυρόδεμα:	άοπλο	3
	οπλισμένο	5
	προεντεταμένο	2
Τοιχοποιία:	οπλισμένη	6
	διαζωματική	5
Ξύλινη:	κολλητή	4
	κοχλιωτή	4
	ηλωτή	5

3. ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

3.1 ΓΕΝΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΚΑΙ ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ

3.1.1 Βάσεις υπολογισμού

[1] Μέσα στα πλαίσια του παρόντος Κανονισμού θεωρούνται κτιριακές κυρίως κατασκευές, των οποίων η σεισμική απόκριση είναι είτε ελαστική-γραμμική είτε,

συνηθέστερα, εμφανίζει υλικές μη-γραμμικότητες και περιορισμένες γεωμετρικές μη-γραμμικότητες (φαινόμενα 2ης τάξης).

[2] Η σεισμική απόκριση σε όλες τις περιπτώσεις προκύπτει από μία "ισοδύναμη" γραμμική ανάλυση με την βοήθεια του κατάλληλου φάσματος σχεδιασμού και του αντίστοιχου συντελεστή συμπεριφοράς q.

[3] Για τον υπολογισμό των πραγματικών (μετελαστικών) μετακινήσεων του συστήματος, οι μετακινήσεις που προκύπτουν από τον γραμμικό υπολογισμό με την σεισμική δράση σχεδιασμού θα πολλαπλασιάζονται επί τον αντίστοιχο συντελεστή συμπεριφοράς q.

[4] Οι δύο οριζόντιες και κάθετες μεταξύ τους συνιστώσες του σεισμού μπορεί να έχουν οποιοδήποτε προσανατολισμό ως προς την κατασκευή.

[5] Επιτρέπεται, γενικά, η παράλειψη της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού, εκτός από τις περιπτώσεις φορέων από προεντεταμένο σκυρόδεμα και δοκών που φέρουν φυτευτά υποστυλώματα στις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας III και IV. Στις περιπτώσεις αυτές επιτρέπεται η προσομοίωση και ανάλυση των παραπάνω δομικών στοιχείων σύμφωνα με την παρ. 3.6, ανεξάρτητα από την υπόλοιπη κατασκευή. Επίσης, σε κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία, θα πρέπει να διερευνάται, γενικά, η επίδραση της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού.

3.1.2 Μέθοδοι υπολογισμού

[1] Προβλέπεται η εφαρμογή των παρακάτω δύο μεθόδων γραμμικού υπολογισμού της σεισμικής απόκρισης:

α). Δυναμική φασματική μέθοδος.

β). Απλοποιημένη φασματική μέθοδος (Ισοδύναμη στατική μέθοδος).

Το πεδίο και ο τρόπος εφαρμογής των δύο αυτών μεθόδων καθορίζονται στις παρ. 3.4 και 3.5 αντίστοιχα.

[2] Σε εντελώς ειδικές περιπτώσεις επιτρέπεται, συμπληρωματικά προς τις παραπάνω μεθόδους, η εφαρμογή άλλων δοκίμων μεθόδων υπολογισμού, όπως γραμμική ή μη γραμμική ανάλυση με εν χρόνω ολοκλήρωση επιταχυνσιογραφημάτων, κλπ. Οι μέθοδοι αυτές θα εφαρμόζονται υπό μορφή πρόσθετων ελέγχων και προς την πλευρά της ασφάλειας.

[3] Στην περίπτωση των κτιρίων για την εφαρμογή οποιασδήποτε μεθόδου υπολογισμού χρησιμοποιείται, γενικά, χωρικό προσομοίωμα της κατασκευής. Η χρήση επίπεδου προσομοιώματος επιτρέπεται έπειτα από σχετική τεκμηρίωση της αξιοπιστίας του.

3.2 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ

3.2.1 Ελευθερίες κίνησης

[1] Ο αριθμός και το είδος των ελευθεριών κίνησης εκλέγεται σε κάθε περίπτωση με κριτήριο την απόδοση με επαρκή προσέγγιση όλων των σημαντικών παραμορφώσεων και δυνάμεων αδράνειας των φορέων.

[2] Σε κτίρια που υπόκεινται σε οριζόντια σεισμική δράση και με εξασφαλισμένη τη διαφραγματική λειτουργία των πλακών αρκεί η θεώρηση τριών ελευθεριών κίνησης ανά όροφο (δύο μετατοπίσεις και μία στροφή).

[3] Σε κτίρια στα οποία δεν είναι εξασφαλισμένη η παραπάνω διαφραγματική λειτουργία, απαιτείται η εισαγωγή ικανού αριθμού ελευθεριών κίνησης, με κατάλληλη διακριτοποίηση, για την απόδοση της παραμόρφωσης των πλακών μέσα στο επίπεδο τους.

[4] Η στήριξη των φορέων στο έδαφος θεωρείται, γενικά, στερεά. Επιτρέπεται η εισαγωγή πρόσθετων ελευθεριών κίνησης των σημείων στήριξης (ελαστική στήριξη).

3.2.2 Προσομοίωση των μαζών

[1] Η διακριτοποίηση των κατανεμημένων μαζών των κατασκευών σε ιδεατές συγκεντρωμένες μάζες γίνεται με τους παρακάτω όρους:

- Κάθε σημείο συγκέντρωσης μάζας εφοδιάζεται με την μάζα και με τις ροπές αδράνειας μάζας του στερεού τμήματος στο οποίο αντιστοιχεί, ανάλογα με τον αριθμό και το είδος των ελευθεριών κίνησης που διαθέτει.
- Η κατανομή των συγκεντρωμένων μαζών στην έκταση της κατασκευής γίνεται με κριτήριο τη διατήρηση του κέντρου βάρους και των ροπών αδράνειας των κατανεμημένων μαζών.
- Επιτρέπεται η αιτιολογημένη παράλειψη των ροπών αδράνειας μάζας και η απαλοιφή των αντίστοιχων δυναμικών ελευθεριών κίνησης από το προσομοίωμα.

[2] Σε κτίρια που υπόκεινται σε οριζόντια σεισμική δράση και με εξασφαλισμένη τη διαφραγματική λειτουργία των πλακών, επιτρέπεται η συγκέντρωση της μάζας κάθε ορόφου και της αντίστοιχης ροπής αδράνειας μάζας περί κατακόρυφο άξονα στο κέντρο βάρους του ορόφου.

[3] Οι τιμές των μαζών προκύπτουν από τα κατακόρυφα φορτία $G_k + \psi_2 Q_k$, όπου G_k και Q_k είναι οι αντιπροσωπευτικές τιμές των μόνιμων και μεταβλητών φορτίων και ψ_2 μειωτικός συντελεστής που δίδεται από τον Πίνακα 4.1.

3.2.3 Προσομοίωση δυσκαμψίας φερόντων στοιχείων

[1] Στο προσομοίωμα της κατασκευής θα λαμβάνονται υπόψη όλα τα φέροντα στοιχεία που έχουν σημαντική συμβολή στη δυσκαμψία του συστήματος. Στο πλαίσιο της «ισοδύναμης» γραμμικής ανάλυσης που κινείται ο παρών κανονισμός, η δυσκαμψία

των στοιχείων πρέπει να αποδίδει με επαρκή προσέγγιση την παραμόρφωση υπό τις μέγιστες τάσεις που προκαλούνται από την σεισμική δράση σχεδιασμού. Σε στοιχεία που αναπτύσσουν πλαστικές αρθρώσεις θα χρησιμοποιείται η τέμνουσα δυσκαμψία στο υπολογιστικό σημείο διαρροής.

[2] Σε περίπτωση κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα οι δυσκαμψίες των στοιχείων θα υπολογίζονται με παραδοχή σταδίου ΙΙ. Εάν δεν γίνεται ακριβέστερη εκτίμηση, η καμπτική δυσκαμψία σταδίου ΙΙ επιτρέπεται να λαμβάνεται για τα υποστυλώματα ίση με αυτήν του σταδίου Ι, χωρίς συνυπολογισμό της συμβολής του οπλισμού (δυσκαμψία γεωμετρικής διατομής), για τα τοιχώματα ίση με τα 2/3 της παραπάνω τιμής, και για τα οριζόντια στοιχεία ίση με το 1/2, ενώ η στρεπτική δυσκαμψία όλων των στοιχείων (εφόσον δεν αγνοείται) ίση με 1/10 της αντίστοιχης τιμής του σταδίου Ι.

[3] Μέσα στα πλαίσια ισχύος των γραμμικών μεθόδων υπολογισμού που δέχεται ο παρών κανονισμός προβλέπεται:

- Η χρήση γραμμικού προσομοιώματος μηχανικής συμπεριφοράς της κατασκευής με την εισαγωγή του κατάλληλου συντελεστή συμπεριφοράς q.
- Η εξομοίωση όλων των τύπων απόσβεσης (πλην της υστερητικής) με μία ισοδύναμη ιξώδη – γραμμική απόσβεση, η οποία εκφράζεται ως ποσοστό ζ(%) της κρίσιμης ιξώδους απόσβεσης.
- Η λήψη κατασκευαστικών μέτρων για την υποβάθμιση ειδικών φαινομένων μη γραμμικότητας (βλ. παρ. 4.1.2.2, 4.1.7 και 5.2.4.).

[4] Κατά την προσομοίωση του εδάφους θεμελίωσης επιτρέπεται, γενικά, η παράλειψη των αδρανειακών και αποσβεστικών του χαρακτηριστικών και η θεώρηση μόνον των ελαστικών (ελατηριακές σταθερές).

3.3 ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

3.3.1 Τυχηματική εκκεντρότητα

[1] Για την αντιμετώπιση στρεπτικών επιπονήσεων ενός κτιρίου, οφειλομένων σε παράγοντες που δεν είναι πρακτικά εφικτό να προσομοιωθούν, η μάζα m_i ή η σεισμική δύναμη F_i κάθε ορόφου θα λαμβάνεται μετατοπισμένη διαδοχικά εκατέρωθεν του κέντρου βάρους, κάθετα προς την διεύθυνση της εξεταζόμενης οριζόντιας συνιστώσας του σεισμού, σε απόσταση ίση με την τυχηματική εκκεντρότητα $e_{\tau i}$ του ορόφου i.

[2] Η τυχηματική εκκεντρότητα $e_{\tau i}$ λαμβάνεται ίση προς $0.05 \cdot L_i$, όπου L_i το πλάτος του ορόφου κάθετα προς την εξεταζόμενη διεύθυνση.

3.3.2 Εφαρμογή δυναμικής φασματικής μεθόδου

[1] Κατά την εφαρμογή της μεθόδου αυτής οι μάζες m_i των ορόφων θα μετατοπίζονται διαδοχικά εκατέρωθεν του θεωρητικού κέντρου μάζας M_i, σύμφωνα με την

προηγούμενη παράγραφο, οπότε προκύπτουν τέσσερα διαφορετικά συστήματα προς ανάλυση με την υπόψη μέθοδο.

[2] Εναλλακτικά, λόγω της εγγενούς αβεβαιότητας της τυχηματικής εκκεντρότητας, επιτρέπεται η αποτίμηση των αποτελεσμάτων-της, χωρίς μετατόπιση των μαζών, μέσω πρόσθετης στατικής φόρτισης από ομόσημα στρεπτικά ζεύγη ίσα προς $\pm 2 \cdot e_{\tau i} \cdot F_i$ σε κάθε όροφο. Η σεισμική δύναμη F_i του ορόφου, αν δεν υπολογίζεται ακριβέστερα, μπορεί να λαμβάνεται από τη σχέση (3.15) για κάθε διεύθυνση υπολογισμού. Τα προκύπτοντα από τη φόρτιση αυτή αποτελέσματα αθροίζονται αλγεβρικά με τα αποτελέσματα εφαρμογής της δυναμικής φασματικής μεθόδου κατά την θεωρούμενη διεύθυνση υπολογισμού.

3.3.3 Εφαρμογή απλοποιημένης φασματικής μεθόδου

[1] Κατά την εφαρμογή της μεθόδου αυτής, για κάθε κύρια διεύθυνση του κτιρίου και σε κάθε διάφραγμα, οι σεισμικές δυνάμεις F_i εφαρμόζονται εκατέρωθεν του κέντρου μάζας M_i με τις παρακάτω εκκεντρότητες σχεδιασμού ως προς τον (πραγματικό ή πλασματικό) ελαστικό άξονα του κτιρίου (Σχήμα 3.1):

$$\max e_i = e_{fi} + e_{\tau i} \quad \text{(3.1.α)}$$

$$\min e_i = e_{ri} - e_{\tau i} \quad \text{(3.1.β)}$$

όπου: $e_{\tau i}$ η τυχηματική εκκεντρότητα και e_{fi}, e_{ri} οι ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες.

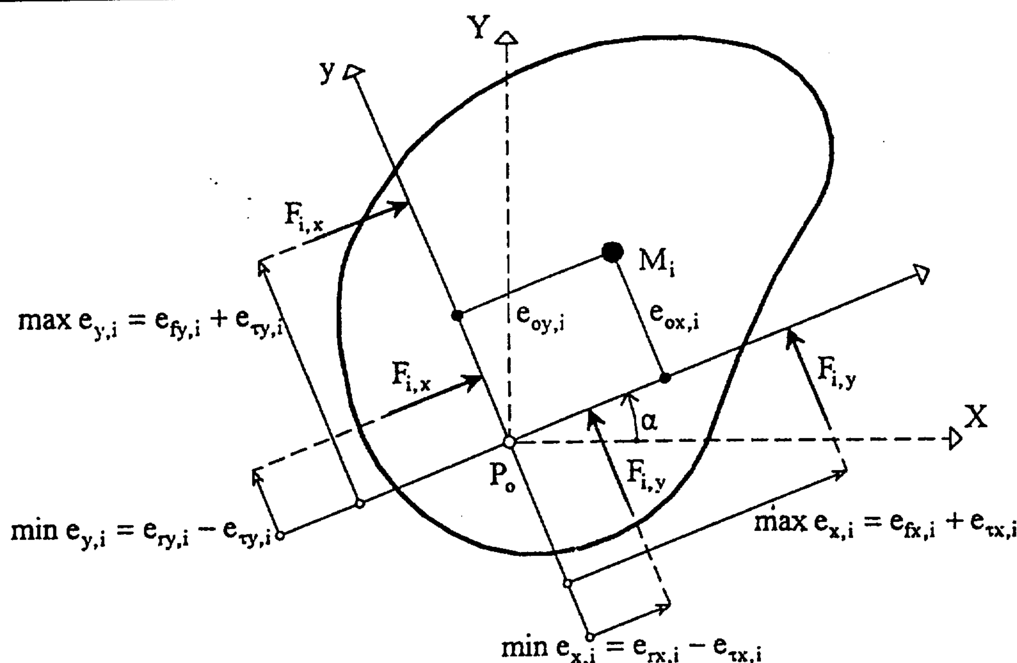
[2] Ως πραγματικός ή πλασματικός ελαστικός άξονας του κτιρίου ορίζεται ο κατακόρυφος άξονας που διέρχεται από τον πόλο στροφής P_o του πλησιέστερου προς την στάθμη $z_o = 0.8H$ διαφράγματος (i_o) του κτιρίου, για στρεπτική φόρτιση όλων των διαφραγμάτων με τις ομόσημες στρεπτικές ροπές $M_{zi} = +1 \cdot F_i$, όπου Η το ύψος του κτιρίου και c αυθαίρετος μοχλοβραχίονας των δυνάμεων F_i (π.χ. c=1).

[3] Στη γενική περίπτωση, ο προσανατολισμός των κύριων διευθύνσεων x, y του κτιρίου ως προς το τυχόν σύστημα αναφοράς P_oXY καθορίζεται με την γωνία α της σχέσης:

$$\varepsilon\varphi 2\alpha = \frac{2 \cdot u_{XY}}{u_{XX} - u_{YY}} \quad \text{(3.2)}$$

όπου u_{XX}, u_{YY} και $u_{XY} = u_{YX}$ οι μετατοπίσεις του σημείου P_o για τις παρακάτω φορτίσεις του κτιρίου με τις σεισμικές δυνάμεις F_i:

- Φόρτιση κατά X: u_{XX}, u_{YX}
- Φόρτιση κατά Y: u_{XY}, u_{YY}



Σχήμα 3.1: Εκκεντρότητες σχεδιασμού.

[4] Στην ειδική περίπτωση κτιρίων με παράλληλη διάταξη των κύριων αξόνων αδράνειας όλων των κατακόρυφων στοιχείων δυσκαμψίας, οι κύριες διευθύνσεις x, y του κτιρίου λαμβάνονται παράλληλες προς τους άξονες αυτούς.

[5] Σε κτίρια χωρίς στρεπτική ευαισθησία, αν δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός, οι ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες δίδονται από τις προσεγγιστικές σχέσεις:

$$e_{fi} = 1.50 \cdot e_{oi}, \quad e_{ri} = 0.50 \cdot e_{oi} \quad \text{.........} (3.3.α, β)$$

όπου e_{oi} η στατική εκκεντρότητα του ορόφου i κάθετα προς την θεωρούμενη διεύθυνση των δυνάμεων F_i (δηλ. $e_{ox,i}$ ή $e_{oy,i}$).

[6] Σε κτίρια με στρεπτική ευαισθησία απαιτείται είτε ακριβέστερος υπολογισμός των e_{fi}, e_{ri} συναρτήσει της στατικής εκκεντρότητας e_{oi} και της ακτίνας δυστρεψίας ρ (βλ. Παράρτημα ΣΤ΄), είτε εφαρμογή της δυναμικής φασματικής μεθόδου.

[7] Ένα κτίριο θεωρείται στρεπτικά ευαίσθητο, όταν κατά τη μία τουλάχιστον κύρια διεύθυνση (x ή y) η ακτίνα δυστρεψίας $\rho_{m,i}$ ως προς το κέντρο μάζας M_i κάθε διαφράγματος είναι μικρότερη ή ίση από την ακτίνα αδράνειας $r_i = \sqrt{J_{mi}/m_i}$ του διαφράγματος ($\rho_{m,i} \le r_i$). Οι ακτίνες δυστρεψίας $\rho_{mx,i}$ και $\rho_{my,i}$ κατά τις κύριες διευθύνσεις x και y του κτιρίου δίδονται από τις σχέσεις:

$$\rho_{mx,i} = \sqrt{\rho_x^2 + e_{ox,i}^2} \quad \text{.........} (3.4.α)$$

$$\rho_{my,i} = \sqrt{\rho_y^2 + e_{oy,i}^2} \quad \text{.........} (3.4.β)$$

όπου:

$e_{ox,i}$ και $e_{oy,i}$ οι στατικές εκκεντρότητες κατά τις διευθύνσεις των κύριων αξόνων x, y και

ρ_x και ρ_y οι αντίστοιχες ακτίνες δυστρεψίας ως προς τον ελαστικό άξονα, υπολογιζόμενες από τις σχέσεις:

$$\rho_x = \sqrt{\frac{u_y}{\theta_z}}, \quad \rho_y = \sqrt{\frac{u_x}{\theta_z}} \qquad (3.5.\alpha, \beta)$$

όπου:

u_x, u_y μετατοπίσεις του σημείου P_o για φόρτιση του κτιρίου με τις σεισμικές δυνάμεις F_i κατά τις κύριες διευθύνσεις x και y αντίστοιχα και

θ_z γωνία στροφής στο διάφραγμα (i_o) για τη στρεπτική φόρτιση με τις ομόσημες στρεπτικές ροπές $M_{zi} = +1 \cdot F_i$.

3.4 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ

3.4.1 Γενικά

[1] Η δυναμική φασματική μέθοδος εφαρμόζεται χωρίς περιορισμούς σε όλες τις περιπτώσεις κατασκευών που καλύπτει ο παρών Κανονισμός.

[2] Με τη μέθοδο αυτή υπολογίζονται οι πιθανές ακραίες τιμές τυχόντος μεγέθους απόκρισης με τετραγωνική επαλληλία των ιδιομορφικών τιμών του υπόψη μεγέθους.

[3] Κατά την εφαρμογή της μεθόδου αρκεί η θεώρηση ενός μόνον προσανατολισμού των δύο οριζόντιων (και κάθετων μεταξύ τους) συνιστωσών του σεισμού. Για $q = 1$ χρησιμοποιείται το ελαστικό φάσμα $R_e(T)$ (με εισαγωγή της κατάλληλης τιμής του συντελεστή θεμελίωσης θ), ενώ για $q > 1$ χρησιμοποιείται το φάσμα σχεδιασμού $R_d(T)$.

[4] Στη συνήθη περίπτωση κατασκευών από το ίδιο υλικό, επιτρέπεται η χρήση σταθερού ποσοστού κρίσιμης απόσβεσης ζ για όλες τις ιδιομορφές ταλάντωσης του συστήματος.

3.4.2 Αριθμός σημαντικών ιδιομορφών

[1] Για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης θα λαμβάνεται υποχρεωτικά υπόψη ένας αριθμός ιδιομορφών, έως ότου το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών $\sum M_i$ φθάσει στο 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας M του συστήματος.

[2] Αν σε ειδικές περιπτώσεις κατασκευών (π.χ. με πολύ μεγάλη ανομοιομορφία δυσκαμψιών) το παραπάνω όριο δεν επιτυγχάνεται μέχρι την ιδιομορφή με ιδιοπερίοδο $T = 0.03 sec$, τότε η συνεισφορά των υπολοίπων ιδιομορφών λαμβάνεται υπόψη

προσεγγιστικά, πολλαπλασιάζοντας τις τελικές τιμές των μεγεθών έντασης και μετακίνησης με τον αυξητικό παράγοντα $M/\sum M_i$.

[3] Οι ιδιομορφές με ιδιοπερίοδο $T \geq 0.20sec$ λαμβάνονται πάντοτε υπόψη.

3.4.3 Επαλληλία ιδιομορφικών αποκρίσεων

[1] Δύο ιδιομορφές i και j ($i<j$) με ιδιοπεριόδους T_i και T_j ($T_i \geq T_j$) θεωρούνται ασυσχέτιστες όταν:

$$\frac{1}{r} = \frac{T_i}{T_j} \geq 1+0.1\zeta \quad \text{.......(3.6)}$$

όπου ζ (σε %) το ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης των ιδιομορφών.

[2] Για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης, οι πιθανές ακραίες τιμές ex A τυχόντος μεγέθους απόκρισης Α δίδονται από τη σχέση:

$$\text{ex } A = \pm\sqrt{\sum_i \sum_j \left(\varepsilon_{ij} \cdot A_i \cdot A_j\right)} \quad \text{.......(3.7)}$$

όπου A_i ($i=1,2,...$) οι ιδιομορφικές τιμές του μεγέθους Α και:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{8 \cdot \zeta^2 \cdot (1+r) \cdot r^{3/2}}{10^4 \cdot \left(1-r^2\right)^2 + 4 \cdot \zeta^2 \cdot r \cdot (1+r)^2} \quad \text{.......(3.8)}$$

ο συντελεστής συσχέτισης των δύο ιδιομορφών i και j ($\varepsilon_{ii}=1$, $\varepsilon_{ij}=\varepsilon_{ji}$). Για τις ασυσχέτιστες ιδιομορφές λαμβάνεται $\varepsilon_{ij}=0$ και αν όλες οι ιδιομορφές είναι ασυσχέτιστες θα έχουμε:

$$\text{ex } A = \pm\sqrt{\sum_i A_i^2} \quad \text{.......(3.9)}$$

[3] Δεν επιτρέπεται, γενικά, η χρήση των ακραίων τιμών δύο ή περισσότερων μεγεθών για τον υπολογισμό της ακραίας τιμής ενός άλλου παράγωγου μεγέθους.

3.4.4 Χωρική επαλληλία

[1] Για ταυτόχρονη δράση των τριών συνιστωσών του σεισμού, οι πιθανές ακραίες τιμές ex A τυχόντος μεγέθους απόκρισης Α δίδονται από τη σχέση:

$$\text{ex } A = \pm\sqrt{(\text{ex } A_{,x})^2 + (\text{ex } A_{,y})^2 + (\text{ex } A_{,z})^2} \quad \text{.......(3.10)}$$

όπου ex $A_{,x}$, ex $A_{,y}$ και ex $A_{,z}$ οι πιθανές ακραίες τιμές του υπόψη μεγέθους για ανεξάρτητη σεισμική δράση κατά τις διευθύνσεις x, y και z, αντίστοιχα (εξ. 3.7 ή 3.9).

[2] Η πιθανή ταυτόχρονη προς την ex A τιμή $B,_A$ ενός άλλου μεγέθους απόκρισης B δίδεται από τη σχέση:

$$B,_A = \frac{P_{AB}}{ex\,A} \qquad (3.11.α)$$

όπου:

$$P_{BA} = P_{AB} = \sum_i \sum_j \varepsilon_{ij} \cdot \left(A_{i,x} \cdot B_{j,x} + A_{i,y} \cdot B_{j,y} + A_{i,z} \cdot B_{j,z}\right) \qquad (3.11.β)$$

ο παράγων συσχέτισης των μεγεθών A,B και

$$(A_{i,x}, B_{j,x}), (A_{i,y}, B_{j,y}), (A_{i,z}, B_{j,z}), \quad i,j = 1,2,...N$$

οι ιδιομορφικές τιμές των μεγεθών A και B για ανεξάρτητη σεισμική δράση κατά τις διευθύνσεις x, y και z, αντίστοιχα.

[3] Για την διαστασιολόγηση στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα που επιπονούνται με περισσότερα από ένα εντατικά μεγέθη, αρκεί η διαδοχική θεώρηση της ακραίας τιμής κάθε μεγέθους και των πιθανών ταυτόχρονων (προς την ακραία αυτή τιμή) τιμών των άλλων μεγεθών.

[4] Εναλλακτικά, αντί της προηγούμενης μεθοδολογίας, επιτρέπεται η διαστασιολόγηση με τον δυσμενέστερο από τους επόμενους συνδυασμούς εντατικών μεγεθών:

$$S = \pm\ S_x \pm \lambda \cdot S_y \pm \mu \cdot S_z$$

$$S = \pm\lambda \cdot S_x \pm\ S_y \pm \mu \cdot S_z$$

$$S = \pm\lambda \cdot S_x \pm \mu \cdot S_y \pm\ S_z$$

όπου $\lambda = \mu = 0.30$. Στις συμβολικές αυτές σχέσεις τα S_x, S_y και S_z παριστάνουν τα διανύσματα των ακραίων τιμών των εντατικών μεγεθών A,B,... της εξεταζόμενης διατομής για ανεξάρτητη σεισμική διέγερση κατά τις διευθύνσεις x, y και z, αντίστοιχα. Στη συνήθη περίπτωση αγνόησης της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού (βλ. παρ. 3.1.1.[5]) ο τρίτος συνδυασμός παραλείπεται και τίθεται $\mu = 0$ στους δύο πρώτους. Επίσης, επιτρέπεται και η συντηρητική διαστασιολόγηση με βάση τις ακραίες τιμές όλων των εντατικών μεγεθών της διατομής, λαμβάνοντας υπόψη όλους τους πιθανούς συνδυασμούς των προσήμων τους.

3.5 ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ

3.5.1 Γενικά - Πεδίο εφαρμογής

[1] Η απλοποιημένη φασματική μέθοδος προκύπτει από τη δυναμική φασματική μέθοδο με προσεγγιστική θεώρηση μόνον της θεμελιώδους ιδιομορφής ταλάντωσης για κάθε διεύθυνση υπολογισμού (μονο-ιδιομορφική μέθοδος). Η απλοποίηση αυτή επιτρέπει τον άμεσο υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης με τη βοήθεια "ισοδύναμων"

σεισμικών δυνάμεων, οι οποίες εφαρμόζονται σαν στατικά φορτία επάνω στην κατασκευή σύμφωνα με την παρ. 3.3.3.

[2] Κατά την εφαρμογή της μεθόδου οι δύο οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού εκλέγονται παράλληλα προς τις κύριες διευθύνσεις του κτιρίου και χρησιμοποιείται πάντοτε το φάσμα σχεδιασμού $R_d(T)$.

[3] Η μέθοδος εφαρμόζεται στις παρακάτω περιπτώσεις:

α). Κανονικά κτίρια μέχρι 10 ορόφους.

β). Μη κανονικά κτίρια μέχρι 5 ορόφους με εξασφαλισμένη τη διαφραγματική λειτουργία των πλακών. Εξαιρούνται τα κτίρια σπουδαιότητας Σ4 άνω των δύο ορόφων σε οποιαδήποτε σεισμική ζώνη και τα κτίρια σπουδαιότητας Σ3 άνω των δύο ορόφων στις σεισμικές ζώνες III και IV.

[4] Ένα κτίριο θα λέγεται κανονικό, όταν ικανοποιεί τις παρακάτω συνθήκες:

α). Τα πατώματα λειτουργούν ως απαραμόρφωτα διαφράγματα μέσα στο επίπεδό τους. Η λειτουργία αυτή, αν δεν γίνεται ακριβέστερος έλεγχος, θεωρείται ότι δεν είναι εξασφαλισμένη σε επιμήκη ορθογωνικά κτίρια (ή τμήματα κτιρίων) με λόγο πλευρών μεγαλύτερο του 4, καθώς επίσης και σε κτίρια με κενά που υπερβαίνουν το 35% της κάτοψης του ορόφου.

β). Η αύξηση ή μείωση $\Delta K_i = K_{i+1} - K_i$ της σχετικής δυσκαμψίας K_i ενός ορόφου σε κάθε οριζόντια διεύθυνση δεν υπερβαίνει τις τιμές $0.35K_i$ και $0.50K_i$, αντίστοιχα. Η δυσκαμψία ενός ορόφου σε μία διεύθυνση θα λαμβάνεται ως το άθροισμα των σχετικών δυσκαμψιών $E \cdot I/h$ των κατακόρυφων στοιχείων του ορόφου.

γ). Η αύξηση ή μείωση $\Delta m_i = m_{i+1} - m_i$ της μάζας m_i ενός ορόφου δεν υπερβαίνει τις τιμές $0.35m_i$ και $0.50m_i$, αντίστοιχα. Από τον έλεγχο του κριτηρίου αυτού εξαιρείται ο ανώτατος όροφος και τυχόν απόληξη κλιμακοστασίου.

3.5.2 Ισοδύναμα σεισμικά φορτία

[1] Για κάθε κύρια διεύθυνση του κτιρίου το συνολικό μέγεθος των σεισμικών φορτίων (τέμνουσα βάσης) υπολογίζεται από τη σχέση:

$$V_o = M \cdot R_d(T) \quad (3.12)$$

όπου:

M είναι η συνολική ταλαντούμενη μάζα της κατασκευής,

$R_d(T)$ είναι η τιμή της φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού, όπως προκύπτει από τις εξ.(2.1) και

T είναι η θεμελιώδης ασύζευκτη ιδιοπερίοδος μεταφορικής ταλάντωσης κατά την θεωρούμενη κύρια διεύθυνση του κτιρίου, η οποία υπολογίζεται με οποιαδήποτε αναγνωρισμένη μέθοδο της Μηχανικής. Σε ορθογωνική

κάτοψη επιτρέπεται η εφαρμογή του παρακάτω εμπειρικού τύπου για τον υπολογισμό της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου:

$$T = 0.09 \cdot \frac{H}{\sqrt{L}} \cdot \sqrt{\frac{H}{H + \rho \cdot L}} \qquad (3.13)$$

όπου:

H το ύψος του κτιρίου,

L το μήκος του κτιρίου κατά την θεωρούμενη διεύθυνση υπολογισμού και

ρ ο λόγος της επιφάνειας των διατομών των τοιχωμάτων ανά διεύθυνση σεισμικής δράσης προς την συνολική επιφάνεια τοιχωμάτων και υποστυλωμάτων.

[2] Η καθ' ύψος κατανομή των σεισμικών φορτίων γίνεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$F_i = (V_o - V_H) \cdot \frac{m_i \cdot \varphi_i}{\sum_j m_j \cdot \varphi_j}, \quad i,j = 1,2,...N \qquad (3.14)$$

όπου:

m_i είναι η συγκεντρωμένη μάζα στη στάθμη i,

φ_i είναι η συνιστώσα στη στάθμη i της θεμελιώδους ιδιομορφής μεταφορικής ταλάντωσης κατά την θεωρούμενη κύρια διεύθυνση του κτιρίου, η οποία υπολογίζεται με οποιαδήποτε αναγνωρισμένη μέθοδο της Μηχανικής,

V_H = $0.07 \cdot T \cdot V_o$ $(\leq 0.25 \cdot V_o)$ είναι μία πρόσθετη δύναμη που εφαρμόζεται στην κορυφή του κτιρίου όταν $T \geq 1.0 sec$ και

N είναι ο αριθμός των ορόφων.

[3] Σε κανονικά κτίρια επιτρέπεται η καθ' ύψος κατανομή των σεισμικών φορτίων να γίνεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$F_i = (V_o - V_H) \cdot \frac{m_i \cdot z_i}{\sum_j m_j \cdot z_j}, \quad i,j = 1,2,...N \qquad (3.15)$$

όπου z_i η απόσταση της στάθμης i από τη βάση.

[4] Η κατανομή των σεισμικών φορτίων σύμφωνα με τη σχέση (3.15) επιτρέπεται να εφαρμόζεται επίσης στις παρακάτω περιπτώσεις:

α). Μη κανονικά κτίρια σπουδαιότητας Σ1, Σ2 και Σ3 μέχρι δύο ορόφους σε οποιαδήποτε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας.

β). Μη κανονικά κτίρια σπουδαιότητας Σ1 και Σ2 μέχρι τρεις ορόφους στις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας I, II και III.

γ). Μη κανονικά κτίρια σπουδαιότητας Σ1 και Σ2 μέχρι τέσσερις ορόφους στις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας I και II.

3.5.3 Χωρική επαλληλία

[1] Για ταυτόχρονη στατική δράση των οριζόντιων σεισμικών φορτίων F_i κατά τις κύριες διευθύνσεις x, y του κτιρίου σύμφωνα με την παρ. 3.3.3, καθώς επίσης και των κατακόρυφων σεισμικών φορτίων σύμφωνα με την παρ. 3.6., οι πιθανές ακραίες τιμές $ex\ A$ τυχόντος μεγέθους απόκρισης A υπολογίζονται από τη σχέση:

$$ex\ A = \pm\sqrt{A_{,x}^2 + A_{,y}^2 + A_{,z}^2} \qquad (3.16)$$

όπου $A_{,x}$, $A_{,y}$ και $A_{,z}$ οι τιμές του υπόψη μεγέθους (με το πρόσημό τους) για ανεξάρτητη στατική φόρτιση του κτιρίου κατά τις θεωρούμενες διευθύνσεις x, y και z, αντίστοιχα.

[2] Η πιθανή ταυτόχρονη προς την $ex\ A$ τιμή $B_{,A}$ ενός άλλου μεγέθους απόκρισης B υπολογίζεται από τη σχέση:

$$B_{,A} = \frac{A_{,x}}{ex\ A}\cdot B_{,x} + \frac{A_{,y}}{ex\ A}\cdot B_{,y} + \frac{A_{,z}}{ex\ A}\cdot B_{,z} \qquad (3.17)$$

όπου $B_{,x}$, $B_{,y}$ και $B_{,z}$ οι τιμές του μεγέθους B (με το πρόσημό τους) για ανεξάρτητη στατική φόρτιση του κτιρίου κατά τις θεωρούμενες διευθύνσεις x, y και z, αντίστοιχα.

[3] Για την διαστασιολόγηση στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα εφαρμόζεται η μεθοδολογία της παρ. 3.4.4.[3].

[4] Εναλλακτικά, αντί της προηγούμενης μεθοδολογίας, επιτρέπεται η διαστασιολόγηση με τον δυσμενέστερο από τους επόμενους συνδυασμούς στατικών φορτίσεων:

$$F = \pm\ F_x \pm \lambda\cdot F_y \pm \mu\cdot F_z$$

$$F = \pm\lambda\cdot F_x \pm\ F_y \pm \mu\cdot F_z$$

$$F = \pm\lambda\cdot F_x \pm \mu\cdot F_y \pm\ F_z$$

όπου $\lambda = \mu = 0.30$. Στις συμβολικές αυτές σχέσεις τα F_x, F_y και F_z παριστάνουν τα διανύσματα των σεισμικών φορτίων κατά τις διευθύνσεις x, y και z και το **F** παριστάνει την «συνισταμένη» σεισμική φόρτιση. Στη συνήθη περίπτωση αγνόησης της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού (βλ. παρ. 3.1.1.[5]), ο τρίτος συνδυασμός παραλείπεται και τίθεται $\mu = 0$ στους δύο πρώτους.

3.6 ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΔΙΕΓΕΡΣΗ

[1] Ο έλεγχος μεμονωμένων φορέων για κατακόρυφη σεισμική διέγερση μπορεί να γίνει με την απλοποιημένη φασματική μέθοδο ως ακολούθως:

α). Η κατακόρυφη σεισμική διέγερση εφαρμόζεται στα σημεία στήριξης του φορέα.

β). Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του φορέα υπολογίζεται με τον τύπο του Rayleigh:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\sum_i m_i \cdot y_i^2}{\sum_i m_i \cdot y_i}} \qquad (3.18)$$

όπου y_i (i=1,2,...,n) οι μετατοπίσεις των συγκεντρωμένων μαζών m_i λόγω κατακόρυφων φορτίων $m_i \cdot 1$.

γ). Τα κατακόρυφα σεισμικά φορτία υπολογίζονται από τη σχέση:

$$F_i = M \cdot R_{d,v}(T) \cdot \frac{m_i \cdot y_i}{\sum_j m_j \cdot y_j}, \quad (i,j=1,2,...,n) \qquad (3.19)$$

όπου M η ταλαντούμενη μάζα του φορέα, $R_{d,v}(T)$ η τιμή της φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού και (n) ο αριθμός των συγκεντρωμένων μαζών m_i.

[2] Τα σεισμικά φορτία F_i εφαρμόζονται στατικά επάνω στον φορέα και η προκύπτουσα ένταση, τόσο του ίδιου όσο και των στοιχείων στήριξής του, προστίθεται στην ένταση από τις οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού, αν δεν εφαρμοσθεί ακριβέστερη μορφή επαλληλίας.

[3] Η προηγούμενη μέθοδος επιτρέπεται να εφαρμόζεται ανεξάρτητα από την μέθοδο υπολογισμού για την οριζόντια σεισμική διέγερση.

3.7 ΠΡΟΣΑΡΤΗΜΑΤΑ ΚΤΙΡΙΩΝ

[1] Προσαρτήματα κτιρίων είναι κατασκευές ή τμήματα κατασκευών που δεν αποτελούν οργανικό μέρος του σκελετού όπως π.χ. στηθαία, καπνοδόχοι κλπ. Η σεισμική απόκριση ενός προσαρτήματος επηρεάζεται από την σεισμική απόκριση του κτιρίου επειδή η κίνηση του σημείου στήριξης πάνω στο κτίριο είναι διαφορετική από την κίνηση του εδάφους.

[2] Εάν δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός η οριζόντια σεισμική δύναμη για τον υπολογισμό των προσαρτημάτων και των στοιχείων στήριξης τους υπολογίζεται από την εξίσωση (4.17), όπου ο σεισμικός συντελεστής ε δίδεται από την σχέση:

$$\varepsilon = \alpha \cdot \beta \cdot (1 + z/H) \qquad (3.20)$$

όπου:

$$\alpha = A/g,$$

$$\beta = \frac{2}{1 + (1 - T_\pi / T)^2} \geq 1, \qquad (3.21)$$

T_π η ιδιοπερίοδος του προσαρτήματος για πλήρη πάκτωση στο στηρίζον υπόβαθρο,

T η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου,

z η στάθμη στήριξης του προσαρτήματος και

H το ύψος κτιρίου.

[3] Στην περίπτωση εγκαταστάσεων μεγάλης σπουδαιότητας ή επικινδύνων συνιστάται η εκτέλεση ακριβέστερου υπολογισμού με τη χρήση φάσματος απόκρισης του δαπέδου στήριξης και ρεαλιστική προσομοίωση της εγκατάστασης.

4. ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΚΑΙ ΚΑΝΟΝΕΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ

4.1 ΑΠΟΦΥΓΗ ΚΑΤΑΡΡΕΥΣΗΣ

4.1.1 Κριτήρια

[1] Κατά την απόκριση ενός δομήματος στον σεισμό σχεδιασμού είναι εν γένει αποδεκτός ο σχηματισμός ενός *ελαστοπλαστικού μηχανισμού* με αξιόπιστα ασφαλή μετελαστική συμπεριφορά. Μία τέτοια συμπεριφορά θεωρείται ότι εξασφαλίζεται με τα ακόλουθα κριτήρια:

- Εξασφάλιση μιας *ελάχιστης στάθμης αντοχής* σε όλα τα φέροντα στοιχεία (συμπεριλαμβανομένης και της θεμελίωσης), που αντιστοιχεί στις σεισμικές δράσεις σχεδιασμού του κεφαλαίου 2 αυξημένες, όπου είναι αναγκαίο, με τις επιρροές 2ας Τάξεως.
- Εξασφάλιση *συνολικής πλαστιμότητας*, δηλαδή επαρκούς ικανότητας για απελευθέρωση ενέργειας, με μετελαστική παραμόρφωση.
- *Ελαχιστοποίηση* των παραγόντων που προκαλούν αβεβαιότητες στην εκτίμηση της σεισμικής απόκρισης.

Οι σχετικοί κανόνες εφαρμογής δίνονται στις ακόλουθες παραγράφους:

4.1.2 Δράσεις υπολογισμού

4.1.2.1 Σεισμικός συνδυασμός δράσεων

[1] *Ο σεισμός σχεδιασμού* που ορίζεται στο κεφάλαιο 2 αποτελεί *τυχηματική δράση*, τα εντατικά μεγέθη της οποίας συνδυάζονται με εκείνα των λοιπών δράσεων ως εξής:

$$S_d = G_k + P_\infty \pm E + \Sigma\psi_2 Q_{k,i} \quad (4.1)$$

[2] Στην σχέση αυτή χρησιμοποιείται ο ακόλουθος συμβολισμός εντατικών μεγεθών:

G_k από μόνιμες δράσεις με την χαρακτηριστική τους τιμή,

P_∞ από προένταση μετά τις χρόνιες απώλειες,

E από τον σεισμό σχεδιασμού,

$Q_{k,i}$ από την χαρακτηριστική τιμή της μεταβλητής δράσεως i και

ψ_2 είναι η τιμή του συντελεστή συνδυασμού για μακροχρόνιες ("οιονεί μόνιμες") μεταβλητές δράσεις.

[3] Δράσεις καταναγκασμού, όπως οι προκαλούμενες από μεταβολή και διαφορά θερμοκρασίας, συστολή ξήρανσης του σκυροδέματος και υποχωρήσεις στηρίξεων, δεν χρειάζεται να συμπεριλαμβάνονται στον συνδυασμό με σεισμό. Επίσης, ο σεισμός δεν συνδυάζεται με άλλες τυχηματικές δράσεις (π.χ. κρούσεις οχημάτων ή πλοίων).

[4] Μέχρι να καθοριστούν από σχετικό ειδικό κανονισμό, οι τιμές του συντελεστή συνδυασμού δράσεων θα λαμβάνεται από τον ακόλουθο πίνακα 4.1.

ΠΙΝΑΚΑΣ 4.1: Συντελεστές συνδυασμού δράσεων ψ_2

Α/Α		Φορτία Χρήσης	ψ_2
1	1.1	Κατοικίες, γραφεία, καταστήματα, ξενοδοχεία, νοσοκομεία	0.3
	1.2	Χώροι συχνής συνάθροισης προσώπων (σχολεία, θέατρα, στάδια κλπ.)	0.5
	1.3	Χώροι στάθμευσης	0.6
	1.4	Χώροι μακροχρόνιας αποθήκευσης (βιβλιοθήκες, αρχεία, αποθήκες, δεξαμενές, σιλό, υδατόπυργοι κλπ.)	0.8
	1.5	Μη βατές στέγες	0.0
2		Άνεμος	0.0
3		Χιόνι (Μόνο σε μη βατές στέγες)	0.3

4.1.2.2 Επιρροές 2ας Τάξεως

[1] Αν δεν γίνει ακριβέστερος υπολογισμός, η μεταβολή της έντασης που προκαλείται από τις παραμορφώσεις του συνόλου του φορέα υπό τον σεισμικό συνδυασμό της σχέσης (4.1) (επιρροή P-Δ), επιτρέπεται να παραλείπεται όταν σε κάθε όροφο ο δείκτης σχετικής μεταθετότητας θ, όπως προσδιορίζεται από την σχέση (4.2), δεν υπερβαίνει την τιμή 0.10.

$$\theta = \frac{N_{o\lambda}\Delta}{V_{o\lambda}h} \quad \text{......(4.2)}$$

όπου:

$N_{o\lambda}$, $V_{o\lambda}$ είναι αντίστοιχα οι συνολικές αξονική και τέμνουσα δύναμη των κατακόρυφων στοιχείων του ορόφου υπό τον συνδυασμό(4.1),

h είναι το ύψος του ορόφου και

Δ είναι η υπολογιστική σχετική μετακίνηση των πλακών του ορόφου. Η τιμή του Δ θα λαμβάνεται από τη σχέση:

$$\Delta = q \cdot \Delta_{\varepsilon\lambda} \qquad (4.3)$$

όπου:

q είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς που χρησιμοποιήθηκε στην ανάλυση και

$\Delta_{\varepsilon\lambda}$ είναι η σχετική μετακίνηση των πλακών του ορόφου, μετρούμενη στο επίπεδο του δυσμενέστερου περιμετρικού πλαισίου, όπως προκύπτει για τον συνδυασμό (4.1) από ελαστική ανάλυση είτε με την ισοδύναμη στατική μέθοδο είτε με την δυναμική μέθοδο.

[2] Ο περιορισμός του θ θα ελέγχεται ξεχωριστά σε δύο ορθογώνιες διευθύνσεις X και Y.

[3] Σε περίπτωση που $0.10 < \theta \leq 0.20$ η επιρροή 2ας Τάξεως λόγω της σχετικής μεταθετότητας των πλακών επιτρέπεται να λαμβάνεται υπόψη προσεγγιστικά με πολλαπλασιασμό των αποτελεσμάτων της αντίστοιχης σεισμικής δράσης επί συντελεστή $\frac{1}{1-\theta}$.

[4] Το θ δεν επιτρέπεται να υπερβαίνει την τιμή 0.20 σε καμία περίπτωση.

[5] Διευκρινίζεται ότι η απαλλαγή από τον έλεγχο επιρροών 2ας Τάξεως λόγω μεταθετότητας όπως ορίζεται στο εδάφιο [1], καθώς και οι σχετικές επιδράσεις όπως προσδιορίζονται από τα εδάφια [3] και [4], καλύπτουν κάθε επιρροή 2ας τάξεως στην ένταση λόγω της μεταθετότητας των ορόφων. Επομένως ο περαιτέρω έλεγχος κατακόρυφων θλιβομένων στοιχείων υπό την επίδραση του σεισμικού συνδυασμού επιτρέπεται να γίνεται θεωρώντας ότι τα αντίστοιχα άκρα των στοιχείων είναι αμετάθετα.

4.1.3 Έλεγχοι αντοχής

[1] Στις κρίσιμες διατομές όλων των μελών του δομήματος πρέπει να ικανοποιείται η βασική ανίσωση ασφάλειας

$$S_d \leq R_d \qquad (4.4)$$

όπου:

S_d είναι η ένταση σχεδιασμού όπως προκύπτει από τον συνδυασμό (4.1) και

R_d είναι η αντοχή σχεδιασμού που υπολογίζεται σύμφωνα με τους κανονισμούς των αντίστοιχων υλικών, με τις τιμές των *μερικών συντελεστών ασφάλειας υλικού* (γ_m) που ισχύουν για τους βασικούς συνδυασμούς των συνήθων δράσεων.

[2] Όταν η ένταση έχει περισσότερες από μία συνιστώσες με ουσιώδη αλληλεπίδραση στην αντοχή (π.χ. κάμψη με αξονική δύναμη ή διαξονική κάμψη με αξονική δύναμη) η ανίσωση ασφάλειας αρκεί να ικανοποιείται για την μέγιστη και την ελάχιστη τιμή κάθε

συνιστώσας λαμβάνοντας υπόψη την αλληλεπίδραση των αντίστοιχων τιμών των λοιπών συνιστωσών.

4.1.4 Εξασφάλιση ικανότητας απελευθέρωσης ενέργειας (πλαστιμότητας) στο σύνολο του δομήματος- Γενικοί κανόνες ικανοτικού σχεδιασμού.

[1] Για να εξασφαλιστεί η δυνατότητα απελευθέρωσης ενέργειας από το δόμημα κατά την απόκριση στην σεισμική δράση σχεδιασμού, χωρίς ολική ή μερική κατάρρευση, πρέπει η μετελαστική απόκριση να έχει πλάστιμη μορφή και να κατανέμεται στο μεγαλύτερο δυνατό αριθμό φερόντων στοιχείων, σε περιοχές με περιορισμένο μήκος (πλαστικές αρθρώσεις). Αυτό προϋποθέτει ότι έχει εξασφαλιστεί η αποφυγή όλων των πιθανών ψαθυρών μορφών αστοχίας που είναι δυνατό να προηγηθούν.

[2] Σε μέλη με καμπτική λειτουργία η μετελαστική απόκριση πρέπει να περιορίζεται στο σχηματισμό καμπτικών πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των στοιχείων. Σε κατακόρυφους δικτυωτούς συνδέσμους από χάλυβα, μετελαστική απόκριση μπορεί να προβλέπεται σε εφελκυόμενες διαγώνιους ή σε περιορισμένου μήκους διατμητικές ή καμπτικές αρθρώσεις (δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα).

[3] "Πιθανές" ή προβλεπόμενες θέσεις πλαστικών αρθρώσεων είναι εκείνες στις οποίες υπάρχει πρόβλεψη ή μεγάλη πιθανότητα εμφάνισης των αρθρώσεων. "Ενδεχόμενες" θέσεις πλαστικών αρθρώσεων είναι εκείνες στις οποίες υπάρχει μικρότερη πιθανότητα δημιουργίας αρθρώσεων, πρέπει όμως να διαθέτουν αυξημένη πλαστιμότητα επειδή βρίσκονται σε περιοχές ιδιαίτερα κρίσιμες για την ευστάθεια του δομήματος. Τέτοιες θέσεις θεωρούνται όλα τα άκρα των υποστυλωμάτων ακόμα και όταν οι πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων βρίσκονται σε δοκούς.

[4] Η εξασφάλιση ενός τέτοιου αξιόπιστου ελαστοπλαστικού μηχανισμού απόκρισης του δομήματος στις αιχμές της σεισμικής δράσης επιτυγχάνεται με τον *ικανοτικό σχεδιασμό* δηλαδή με κατάλληλη ιεράρχηση των αντοχών των στοιχείων του φορέα. Συγκεκριμένα, η γενική μεθοδολογία του ικανοτικού σχεδιασμού είναι η ακόλουθη:

- Σε όλες τις πιθανές και ενδεχόμενες θέσεις πλαστικών αρθρώσεων εξασφαλίζεται επαρκής τοπική πλαστιμότητα (πλαστιμότητα καμπυλοτήτων για πλαισιακή λειτουργία) και ο αντίστοιχος έλεγχος (κάμψη με ορθή δύναμη για πλαισιακή λειτουργία) γίνεται με τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από τον δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό (σχέση 4.1).
- Προσδιορίζονται τα εντατικά μεγέθη ικανοτικού σχεδιασμού δηλαδή τα μεγέθη που προκύπτουν από τις συνθήκες ισορροπίας ενός στοιχείου ή ομάδας στοιχείων όταν στις πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων αναπτύσσεται η πιθανή ανώτατη τιμή πλάστιμης αντοχής (υπεραντοχή). Με τα ικανοτικά αυτά μεγέθη γίνεται ο έλεγχος αποφυγής ψαθυρών μορφών αστοχίας σε όλα τα μέλη του φορέα που περιέχουν ή γειτνιάζουν με πλαστικές αρθρώσεις καθώς και ο έλεγχος πλαστίμων μορφών αστοχίας (π.χ. κάμψη) σε θέσεις που πρέπει να αποφευχθεί ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων.
- Σε πολυώροφα κτίρια λαμβάνονται μέτρα για την αποφυγή σχηματισμού "μηχανισμού ορόφου" δηλαδή συγκέντρωσης των πλαστικών παραμορφώσεων σε έναν μόνο όροφο.
- Στους ικανοτικούς ελέγχους που ορίζονται παρακάτω (βλ. παρ. 4.1.4.1.[2], παρ. 5.2.2, και Παράρτημα Β), η υπολογιστική ροπή αντοχής M_R διατομής πλαστικής αρθρώσεως,

με βάση την οποία προσδιορίζεται η υπεραντοχή, θα λαμβάνεται ίση με την μέγιστη τιμή που αντιστοιχεί σε σύγχρονη δράση της αξονικής δύναμης που προκαλείται από τον σεισμικό συνδυασμό που χρησιμοποιείται στον αντίστοιχο ικανοτικό έλεγχο. Η αντοχή αυτή υπολογίζεται πάντοτε με βάση τις τελικές διαστάσεις και τον συνολικό τελικό οπλισμό της διατομής.

[5] Σε δομήματα από οπλισμένο ή προεντεταμένο σκυρόδεμα, χάλυβα ή τοιχοποιία οι έλεγχοι για την εξασφάλιση αξιόπιστου ελαστοπλαστικού μηχανισμού δεν απαιτούνται όταν χρησιμοποιείται συντελεστής συμπεριφοράς q που δεν υπερβαίνει τις τιμές 1,5 ή q/2, πάντως όχι μικρότερο του 1,0, όπου q οι τιμές που δίνονται στον πίνακα 2.6.

Επομένως σε τέτοια δομήματα δεν απαιτούνται οι ικανοτικοί έλεγχοι της παρ. 4.1.4.1, καθώς και οι απαιτήσεις των παρ. 4.1.5 και 4.1.6, όπως επίσης και οι αντίστοιχοι κανόνες εφαρμογής των παραρτημάτων Β και Γ (πλην των απαιτήσεων της παρ. Γ.5.2.[2]). Στον έλεγχο των θεμελιώσεων σύμφωνα με την παρ. 5.2.2, η τιμή του συντελεστού α_{cd} θα λαμβάνεται ίση με τη μονάδα.

Σε μεταλλικά κτίρια των οποίων το σύστημα παραλαβής των οριζοντίων σεισμικών δυνάμεων περιλαμβάνει διατομές κατηγορίας 4, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, θα λαμβάνεται συντελεστής συμπεριφοράς q=1.

4.1.4.1 Αποφυγή Σχηματισμού Μηχανισμού Ορόφου

[1] Σε κτίρια που αποτελούνται από πλαισιωτούς φορείς ο σχηματισμός μηχανισμού ορόφου πρέπει να αποκλείεται. Αν δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός, αυτό επιτυγχάνεται με την αποφυγή ανάπτυξης πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα και την πρόβλεψη των πιθανών θέσεων πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς. Για τον σκοπό αυτό, με εξαίρεση τις περιπτώσεις που αναφέρονται στην παρ. 4.1.4.2, τα υποστυλώματα θα ελέγχονται σε κάμψη με αξονική δύναμη, με τις ροπές ικανοτικού σχεδιασμού (M_{CD}) αντί για τις ροπές που προκύπτουν από τον συνδυασμό (4.1). Η αξονική δύναμη για τον έλεγχο των διατομών επιτρέπεται να λαμβάνεται από τον συνδυασμό (4.1).

[2] Η ροπή ικανοτικού σχεδιασμού στο άκρο ενός υποστυλώματος $M_{CD,c}$ κατά τη διεύθυνση ενός επιπέδου πλαισίου μπορεί να υπολογίζεται από την μέγιστη ροπή του υποστυλώματος M_{Ec}, στην ίδια θέση και διεύθυνση, όπως προκύπτει από την ανάλυση για την σεισμική δράση, μέσω της σχέσης

$$M_{CD,c} = \alpha_{CD} M_{Ec} \quad (4.5)$$

όπου ο συντελεστής α_{CD} (συντελεστής ικανοτικής μεγέθυνσης του κόμβου), κοινός για το υπερκείμενο και υποκείμενο υποστύλωμα είναι:

$$\alpha_{CD} = \gamma_{Rd} \, \Sigma M_{Rd} / |\Sigma M_{Eb}| \quad (4.6)$$

και όπου:

ΣM_{Rd} είναι το άθροισμα τελικών ροπών αντοχής των δοκών του κόμβου του πλαισίου,με την φορά που ενεργοποιούνται από την σεισμική δράση που προκαλεί την ροπή M_{Ec}.

ΣM_{Eb} είναι το άθροισμα των ροπών των ίδιων δοκών όπως προκύπτουν από την ανάλυση για την ίδια σεισμική δράση που προκαλεί την ροπή M_{Ec}.

γ_{Rd} =1.40 είναι ο συντελεστής για την μετατροπή της υπολογιστικής αντοχής των δοκών στην πιθανή μέγιστη τιμή της.

[3] Η προσήμανση των ροπών δράσεων πρέπει να είναι συνεπής προς κοινή φορά δράσης τους πάνω στους κόμβους. Ο έλεγχος των υποστυλωμάτων επιτρέπεται να γίνεται στις διατομές επαφής τους με το άνω και κάτω πέλμα της δοκού, με αντίστοιχη μείωση των ικανοτικών ροπών, βάσει των τεμνουσών δυνάμεων που θα προκύψουν.

[4] Σε κάθε κόμβο επιπέδου πλαισίου υπολογίζονται εν γένει δύο τιμές για τον συντελεστή α_{CD},'οι οποίες αντιστοιχούν στις αντοχές των δοκών, όπως ενεργοποιούνται από δύο αντίθετες φορές της σεισμικής δράσης.

[5] Σε κόμβους στους οποίους η ροπή του υπερκειμένου κατακόρυφου στοιχείου $M_{Ec,1}$ είναι μεγαλύτερη από το άθροισμα των ροπών που ασκούνται από το ζύγωμα, δηλ.

$$|M_{Ec,1}|>|\Sigma M_{Eb}|$$

η ροπή ικανοτικού σχεδιασμού θα λαμβάνεται από τη σχέση:

$$M_{CD,c}=1.40M_{EC}\geq M_{SC} \quad (4.7)$$

όπου M_{SC} είναι η ροπή που προκύπτει από τον σεισμικό συνδυασμό (4.1).

[6] Αν το υποστύλωμα ανήκει σε πλαίσιο και στην άλλη διεύθυνση, ο έλεγχος θα γίνεται για διαξονική κάμψη με την ικανοτική ροπή στην πρώτη διεύθυνση ενώ στην άλλη διεύθυνση εφαρμόζεται η ροπή που προκύπτει από τον συνδυασμό (4.1) για τη διεύθυνση και φορά της σεισμικής δράσης στην οποία αντιστοιχεί η ικανοτική ροπή. Στην περίπτωση αυτή θα πρέπει να γίνει ανάλογα και ο ικανοτικός έλεγχος στη διεύθυνση του άλλου πλαισίου.

4.1.4.2 Εξαιρέσεις από τον κανόνα αποφυγής πλαστικών αρθρώσεων σε υποστυλώματα.

[1] Εξαιρούνται από την υποχρεωτική εφαρμογή του κανόνα αποφυγής σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα οι ακόλουθες περιπτώσεις:

α. Κτίρια με οποιοδήποτε στατικό σύστημα.

[1] Τα κατακόρυφα στοιχεία του ανωτάτου ορόφου καθώς και των τυχόν υπερκειμένων απολήξεων κλιμακοστασίων. Επίσης τα κατακόρυφα στοιχεία μονώροφων κτιρίων καθώς και κανονικών διωρόφων στα οποία δεν προβλέπεται προσθήκη άλλου ορόφου.

[2] Οι θέσεις πάκτωσης κατακόρυφων στοιχείων σε στοιχεία θεμελίωσης (πέδιλα ή τοιχώματα υπογείων). Στις περιοχές αυτές δεν είναι δυνατό να αποφευχθεί η πιθανότητα σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων. Ο έλεγχος των διατομών των υποστυλωμάτων στις θέσεις αυτές γίνεται με ροπή $1.35M_{Ec} \geq M_{SC}$ με στόχο την προσέγγιση στο επίπεδο αντοχής των άλλων κρίσιμων διατομών του υποστυλώματος και την αντίστοιχη μείωση της απαιτουμένης πλαστιμότητας.

[3] Ορθογωνικά τοιχώματα που συμμετέχουν σε πλαισιακή λειτουργία με την ασθενή ροπή αδράνειας της διατομής τους, δεν χρειάζεται να ελέγχονται ικανοτικά στην ασθενή διεύθυνση, εφόσον η πλαισιακή λειτουργία εξασφαλίζεται από τα άλλα κατακόρυφα στοιχεία.

[4] Σε ενδιάμεσα υποστυλώματα επιπέδων πλαισίων, ο συντελεστής α_{CD} δεν χρειάζεται να λαμβάνεται μεγαλύτερος από την τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q που χρησιμοποιήθηκε για τον καθορισμό της σεισμικής δράσης (δηλαδή $\alpha_{CD} \leq q$).

β. Κτίρια με κατάλληλα διαμορφωμένο μικτό σύστημα

[1] Σε κτίρια με φέροντα οργανισμό από πλαίσια και τοιχώματα δεν είναι υποχρεωτική η εφαρμογή του κανόνα αποφυγής σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα, όταν τα τοιχώματα είναι επαρκή και έχουν κατάλληλη διάταξη.

[2] Επαρκή θεωρούνται τα τοιχώματα σε μία διεύθυνση, όταν στην διεύθυνση αυτή ο λόγος η_v = τέμνουσα τοιχωμάτων στη βάση δια της συνολικής τέμνουσας στη βάση, ικανοποιεί τη συνθήκη

$$\eta_v > 0.60 \qquad (4.8)$$

Για τον παραπάνω έλεγχο, τα τοιχώματα και τα υποστυλώματα επιτρέπεται να θεωρούνται πλήρως πακτωμένα στη βάση.

[3] Η διάταξη των τοιχωμάτων πρέπει να είναι τέτοια ώστε να αποκλείει τον σχηματισμό μαλακού ορόφου μέσω στρεπτικής παραμόρφωσης του κτιρίου. Αυτό θεωρείται ότι εξασφαλίζεται αν ικανοποιείται μία από τις ακόλουθες συνθήκες:

α). Αν σε κάθε όροφο, πλην του ανωτάτου, και σε μία τουλάχιστον διεύθυνση, διατίθενται εκατέρωθεν του κέντρου μάζας δύο τουλάχιστον παράλληλα τοιχώματα η απόσταση των οποίων υπερβαίνει το 1/3 της αντίστοιχης διάστασης κάτοψης του στατικού συστήματος του κτιρίου, και να ικανοποιείται η συνθήκη του εδάφιου [2] και στις δύο κατευθύνσεις.

β). Αν το κτίριο δεν είναι στρεπτικά ευαίσθητο σύμφωνα με το κριτήριο της παρ. 3.2.3.[7].

γ). Αν οι δύο πρώτες σημαντικές ιδιομορφές είναι κυρίως μεταφορικές. Αυτό θεωρείται ότι επιτυγχάνεται όταν η απόσταση του πόλου στροφής των διαφραγμάτων, κατά τις υπόψη ιδιομορφές, από το κέντρο μάζας είναι μεγαλύτερη από την ακτίνα αδράνειας του διαφράγματος. Εν γένει αρκεί ο έλεγχος αυτός να γίνεται μόνο στον ισόγειο όροφο και σε ορόφους που

υπέρκεινται σε ενδεχόμενη κατακόρυφη ασυνέχεια των τοιχωμάτων, πλην του ανωτάτου ορόφου.

[4] Σε κτίρια που ικανοποιείται μία από τις συνθήκες (α), (β), (γ) του εδάφιου [3], εξαιρούνται από την εφαρμογή του κανόνα της παρ. 4.1.4.1 τα πλαίσια που είναι παράλληλα σε διεύθυνση που διαθέτει επαρκή τοιχώματα σύμφωνα με την συνθήκη (4.8).

4.1.5 Ειδικές Απαιτήσεις για Κτίρια από Οπλισμένο Σκυρόδεμα

[1] Πρέπει να προβλέπεται επαρκής υπεραντοχή των τμημάτων του φορέα που προορίζονται να παραμείνουν στην ελαστική περιοχή και να εξασφαλίζεται η αποφυγή ψαθυρών μορφών αστοχίας.

[2] Στις θέσεις πλαστικών αρθρώσεων πρέπει να λαμβάνονται μέτρα για την εξασφάλιση επαρκούς τοπικής πλαστιμότητας.

[3] Οι προαναφερόμενες απαιτήσεις θεωρείται ότι καλύπτονται με την τήρηση των ειδικών κανόνων εφαρμογής που δίνονται στο Παράρτημα Β.

4.1.6 Ειδικές Απαιτήσεις για Κτίρια από Χάλυβα

[1] Πρέπει να προβλέπεται επαρκής υπεραντοχή των τμημάτων του φορέα που προορίζονται να παραμείνουν στην ελαστική περιοχή ώστε να εξασφαλίζεται ο περιορισμός της διαρροής στις περιοχές πλαστικών αρθρώσεων. Ο συντελεστής υπεραντοχής θα λαμβάνεται κατ' ελάχιστον ίσος με το λόγο του άνω προς το κάτω όριο των τιμών της τάσεως διαρροής και όχι μικρότερος από 1.20.

[2] Οι περιοχές πλαστικών αρθρώσεων πρέπει να διαθέτουν επαρκή αντοχή για την ανάληψη των δράσεων που προκύπτουν από τους σεισμικούς συνδυασμούς. Επίσης πρέπει να εξασφαλίζεται ότι η διαρροή θα γίνει με τον προβλεπόμενο πλάστιμο τρόπο (εφελκυσμός του συνόλου της διατομής, διαρροή πελμάτων σε κάμψη, διαρροή κορμού σε διάτμηση).

[3] Η διαμόρφωση των διατομών σε περιοχές πλαστικών αρθρώσεων πρέπει να εξασφαλίζει επαρκή τοπική πλαστιμότητα.

[4] Μέχρι τη σύνταξη ειδικού κανονισμού για κατασκευές από χάλυβα οι προαναφερόμενες απαιτήσεις θεωρείται ότι καλύπτονται με την τήρηση των ειδικών κανόνων εφαρμογής που δίνονται στο Παράρτημα Γ.

4.1.7 Ελαχιστοποίηση Αβεβαιοτήτων Σεισμικής Συμπεριφοράς

4.1.7.1 Διαμόρφωση του Στατικού Συστήματος

[1] Στη φάση σύνθεσης του στατικού συστήματος πρέπει να επιδιώκεται ελαχιστοποίηση των αβεβαιοτήτων της σεισμικής συμπεριφοράς του. Σαν γενική κατεύθυνση η μόρφωση του συστήματος πρέπει να στοχεύει στο μέγιστο εφικτό βαθμό απλότητας και κανονικότητας αλλά συγχρόνως και υπερστατικότητας του συστήματος ώστε να

εξασφαλίζονται εναλλακτικοί δρόμοι στήριξης. Πρέπει ακόμη να αποφεύγονται δυσμενείς αλληλεπιδράσεις του φέροντα οργανισμού και του οργανισμού πλήρωσης.

Ειδικότερα πρέπει να επιδιώκεται η επίτευξη των ακόλουθων στόχων:

α. Κατά τη διαμόρφωση του συστήματος σε κάτοψη

[1] Διάταξη κατακόρυφων στοιχείων (υποστυλωμάτων ή/ και τοιχωμάτων) που να ελαχιστοποιεί την στρεπτική παραμόρφωση του κτιρίου. Αυτό επιτυγχάνεται με τη συμμετρική διάταξη των πιο άκαμπτων κατακόρυφων στοιχείων κοντά στην περίμετρο, ή όπου αυτό δεν είναι δυνατόν, με τη διάταξη τοιχωμάτων παράλληλα και κοντά σε τρεις τουλάχιστον πλευρές της περιμέτρου.

[2] Εξασφάλιση ουσιαστικής πλαισιακής λειτουργίας στο μέγιστο ποσοστό των υποστυλωμάτων σε συνδυασμό με ζυγώματα (δοκούς) επαρκούς ακαμψίας. Όπου αυτό δεν είναι δυνατόν (π.χ. σε πλάκες χωρίς δοκούς ή φατνωματικές) είναι απαραίτητη η διάταξη επαρκών τοιχωμάτων και στις 2 διευθύνσεις (σύμφωνα με την παρ. 4.1.4.2.β).

[3] Κατάλληλη μορφή της κάτοψης της πλάκας κάθε ορόφου που να εξασφαλίζει ουσιαστική διαφραγματική λειτουργία (λειτουργία άκαμπτου δίσκου) τόσο από άποψη παραμόρφωσης όσο και από άποψη αντοχής. Για αυτό πρέπει να αποφεύγονται επιμήκεις κατόψεις με λόγο μέγιστης προς ελάχιστη διάσταση άνω του 4.00 καθώς και κατόψεις που προέρχονται από συνδυασμό επιμήκων στοιχείων (μορφής L, Π κ.λπ.). Όπου αυτό δεν είναι δυνατό, πρέπει να λαμβάνεται υπόψη με επαρκή προσέγγιση η επίδραση της παραμόρφωσης του δίσκου στην κατανομή των οριζόντιων δυνάμεων. Επίσης πρέπει να αποφεύγονται μεγάλες εσοχές που δημιουργούν ασθενείς περιοχές στο διάφραγμα. Η επάρκεια του διαφράγματος σε τέτοιες θέσεις πρέπει να ελέγχεται και να προβλέπεται επαρκής οπλισμός έστω και με χρήση απλοποιητικών αλλά συντηρητικών παραδοχών. Για τον ίδιο λόγο πρέπει να αποφεύγονται ανισοσταθμίες πλακών μέσα στον ίδιο όροφο. Τέλος πρέπει να εξασφαλίζεται η επάρκεια της σύνδεσης τοιχωμάτων με την πλάκα κάθε ορόφου κατά τη διεύθυνση του τοιχώματος σε περιοχές κλιμακοστασίων, φρεάτων, ανελκυστήρων, οπών διέλευσης καναλιών, φωταγωγών κ.λπ.

Σε περίπτωση περιορισμένης σύνδεσης τοιχώματος με πλάκα πρέπει να ελέγχεται η ανάληψη της μεταβιβαζόμενης δύναμης εξ ολοκλήρου από οπλισμό. Ο έλεγχος αυτός θα γίνεται με υπολογιστική τιμή της δύναμης όπως προκύπτει από ικανοτικό σχεδιασμό του τοιχώματος (Παράρτημα Β, Β1.3) ή με χρήση συντελεστή συμπεριφοράς $q = 1.00$.

[4] Για την ελαχιστοποίηση των αβεβαιοτήτων στη μετελαστική αλληλεπίδραση του φέροντα οργανισμού με οργανισμό πλήρωσης που διαθέτει σημαντική ακαμψία, είναι σκόπιμη η επιλογή μικτού συστήματος πλαισίων και τοιχωμάτων σύμφωνα με την παρ. 4.1.4.2.β. Η επιλογή αυτή είναι υποχρεωτική όταν ο οργανισμός πλήρωσης έχει εκ σχεδιασμού ή είναι δυνατό να αποκτήσει στο μέλλον, ασυνέχεια σε έναν όροφο (π.χ. Pilotis ή καταστήματα χωρίς τοιχοπληρώσεις στο ισόγειο).

β. Κατά τη διαμόρφωση κατά το ύψος

[1] Συνεχής και κανονική κατανομή της ακαμψίας των κατακόρυφών στοιχείων (πλαισίων ή τοιχωμάτων) καθώς και των μαζών και των τοιχοπληρώσεων. Σε θέσεις έντονης μεταβολής (ασυνέχειας) της ακαμψίας των κατακόρυφων στοιχείων (π.χ. στη διακοπή σημαντικών τοιχωμάτων σε κάποιο όροφο ή λόγω της εισαγωγής των περιμετρικών τοιχωμάτων του υπογείου κάτω από το δάπεδο του ισογείου) πρέπει να εξασφαλίζεται η αναγκαία ανακατανομή της τέμνουσας στα κατακόρυφα στοιχεία μέσω της διαφραγματικής δράσης της αντίστοιχης πλάκας. Σε περίπτωση που υπάρχουν αμφιβολίες, η επάρκεια της διαφραγματικής λειτουργίας της πλάκας πρέπει να ελέγχεται έστω και με προσεγγιστικές μεθόδους.

[2] Ισόσταθμη και κατά το δυνατόν ομοιογενής θεμελίωση των κατακόρυφων στοιχείων.

γ. Κατά τη διαμόρφωση των λεπτομερειών

[1] Σε στοιχεία από σκυρόδεμα κατασκευαζόμενα επί τόπου, τήρηση ελάχιστων διαστάσεων των κυρίων φερόντων στοιχείων που να εξασφαλίζουν αξιόπιστη ποιότητα κατασκευής.

[2] Αποφυγή έκκεντρων συνδέσεων οριζοντίων με κατακόρυφα στοιχεία σε κόμβους πλαισίων.

[3] Σε κατακόρυφα στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα δεν επιτρέπεται η κατά μήκος διέλευση σωλήνων αποστράγγισης, ύδρευσης αποχέτευσης κλπ ούτε καλωδίων εντός της μάζας του σκυροδέματος. Επίσης δεν επιτρέπεται η εγκάρσια διέλευση σωλήνων μέσω κατακόρυφων στοιχείων σε περιοχές πιθανών ή ενδεχόμενων πλαστικών αρθρώσεων.

[4] Πρέπει να αποφεύγεται η καθ' ύψος διακοπή τοιχοπληρώσεων σε φατνώματα μεταξύ υποστυλωμάτων κατά τρόπο που η διατμητική δράση των τοιχοπληρώσεων να δημιουργεί ενδιάμεση πλευρική αντιστήριξη του υποστυλώματος.

[5] Στην περίπτωση μη μονολιθικής στήριξης φορέα επί άλλου φορέα (π.χ. κυλίσεις, στηρίξεις Gerber κ.λπ.) πρέπει να προβλέπεται επαρκές εύρος έδρασης για την αποφυγή πτώσης του φορέα λόγω απώλειας στήριξης.

4.1.7.2 Επαφή με Γειτονικά Κτίρια

[1] Πρέπει να λαμβάνονται μέτρα προστασίας, τόσο του υπό μελέτη όσο και του υφιστάμενου κτιρίου, από δυσμενείς συνέπειες προσκρούσεων κατά τη διάρκεια της σεισμικής απόκρισης.

[2] Οι συνέπειες μπορεί να είναι ιδιαίτερα δυσμενείς όταν υπάρχει πιθανότητα εμβολισμού υποστυλωμάτων του ενός κτιρίου από πλάκες ή άλλα στοιχεία του παρακείμενου. Στην περίπτωση αυτή προστατευτικό μέτρο είναι η πρόβλεψη σεισμικού αρμού πλήρους διαχωρισμού.

[3] Αν δεν γίνει ακριβέστερος υπολογισμός ο σεισμικός αρμός πλήρους διαχωρισμού μπορεί να έχει εύρος ίσο με το άθροισμα των μεγίστων σεισμικών μετακινήσεων

($\Delta = q\Delta_{\varepsilon\lambda}$) των δύο κτιρίων στις θέσεις των επικίνδυνων υποστυλωμάτων, συμπεριλαμβανομένης και της επίδρασης της στροφής περί κατακόρυφο άξονα. Αν δεν είναι δυνατή ακριβέστερη εκτίμηση των μετακινήσεων του υφιστάμενου κτιρίου, μπορούν να ληφθούν ίσες με τις αντίστοιχες του υπό μελέτη κτιρίου.

[4] Σε κτίρια που βρίσκονται σε επαφή, και όταν δεν υπάρχει πιθανότητα εμβολισμού υποστυλωμάτων σε κανένα από τα δύο κτίρια, το εύρος του αντίστοιχου αρμού, εφόσον δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός, μπορεί να καθορίζεται με βάση τον συνολικό αριθμό των υπέρ το έδαφος εν επαφή ορόφων ως εξής:

- 4 cm για επαφή μέχρι και 3 ορόφους
- 8 cm για επαφή από 4 έως 8 ορόφους
- 10 cm για επαφή σε περισσότερους από 8 ορόφους

Στους υπόγειους ορόφους δεν είναι υποχρεωτική η πρόβλεψη αντισεισμικού αρμού.

4.2 ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΣ ΒΛΑΒΩΝ

4.2.1 Φέρων Οργανισμός

[1] Οι τιμές του συντελεστού συμπεριφοράς του κεφαλαίου 2 θεωρείται ότι εξασφαλίζουν περιορισμένες και επιδιορθώσιμες βλάβες στα στοιχεία του φέροντα οργανισμού υπό τον σεισμό σχεδιασμού, ενώ ελαχιστοποιούν τις βλάβες για σεισμούς μικρότερης έντασης και με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης.

4.2.2 Οργανισμός Πλήρωσης

[1] Σε κτίρια με οργανισμό πλήρωσης από τοιχοποιία θα ελέγχεται ότι η γωνιακή παραμόρφωση, σε όλους του περιμετρικούς τοίχους, λαμβανομένης υπόψη και της σχετικής στροφής των διαδοχικών πλακών περί κατακόρυφο άξονα, δεν υπερβαίνει την τιμή 0.005. Όταν ο οργανισμός πλήρωσης είναι λιγότερο ευαίσθητος σε διατμητική παραμόρφωση (χωρίσματα με μεταλλικό σκελετό, υαλοστάσια κλπ.) η γωνιακή παραμόρφωση δεν πρέπει να υπερβαίνει την τιμή 0.007.

[2] Ο έλεγχος θα γίνεται με τιμές των μετακινήσεων που προκύπτουν από την ελαστική σεισμική ανάλυση σύμφωνα με το κεφάλαιο 3, πολλαπλασιασμένες επί τον λόγο $q/2.50$ που δεν πρέπει να λαμβάνεται μικρότερος του 1.00. Οι τιμές αυτές αντιστοιχούν σε σεισμό μικρότερης έντασης και μεγαλύτερης συχνότητας εμφάνισης από τον σεισμό σχεδιασμού.

4.2.3 Προσαρτήματα

[1] Τα προσαρτήματα καθώς και τα στοιχεία στηρίξεως και οι αγκυρώσεις τους θα ελέγχονται σε υπολογιστική αστοχία υπό την επίδραση των κατακόρυφων φορτίων και οριζόντιας σεισμικής δύναμης

$$H_p = \varepsilon W_p \gamma_p / q_p \quad \text{......(4.17)}$$

όπου:

W_p το βάρος του προσαρτήματος,

ε ο σεισμικός συντελεστής που ορίζεται στην παρ. 3.6.[2],

γ_p συντελεστής σπουδαιότητας του προσαρτήματος και

q_p μειωτικός συντελεστής που εκφράζει την ικανότητα του προσαρτήματος να υποστεί σημαντικές μετελαστικές παραμορφώσεις χωρίς να αστοχήσει.

[2] Γενικά ο συντελεστής σπουδαιότητας γ_p θα λαμβάνεται ίσος με το συντελεστή σπουδαιότητας του κτιρίου αλλά στις ακόλουθες περιπτώσεις προσαρτημάτων υψηλού κινδύνου δεν θα λαμβάνεται μικρότερος από 1.50:

- Αγκυρώσεις εγκαταστάσεων και εξοπλισμού συστημάτων διατήρησης ζωής.
- Δεξαμενές και δοχεία που περιέχουν ικανή ποσότητα έντονα τοξικών ή εκρηκτικών ουσιών ώστε να αποτελούν κίνδυνο για τη δημόσια ασφάλεια.

[3] Οι ακόλουθες μέγιστες τιμές του συντελεστή q_p θα χρησιμοποιούνται για τις αντίστοιχες κατηγορίες προσαρτημάτων:

q_p=1.00

- Στηθαία και διακοσμητικά στοιχεία σε μορφή προβόλου.
- Σήματα και πινακίδες.
- Καπνοδόχοι, ιστοί και υπερυψωμένες δεξαμενές, που δρουν σαν ελεύθεροι πρόβολοι σε ύψος μεγαλύτερο από το 1/2 του συνολικού ύψους τους.
- Τα προσαρτήματα υψηλού κινδύνου που αναφέρονται στην προηγούμενη παράγραφο.

q_p=2.50

- Εξωτερικοί και εσωτερικοί τοίχοι. Μανδρότοιχοι ύψους μεγαλύτερου των 2.00 m.
- Καπνοδόχοι, ιστοί και υπερυψωμένες δεξαμενές, που διαθέτουν αντιστηρίξεις ή αγκυρώσεις με επίτονους ώστε να δρουν σαν ελεύθεροι πρόβολοι σε ύψος που δεν υπερβαίνει το 1/2 του συνολικού ύψους τους.
- Δεξαμενές μαζί με το περιεχόμενό τους.
- Αγκυρώσεις μόνιμων ραφιών ή παταριών εδραζομένων στο δάπεδο.
- Αγκυρώσεις ψευδοροφών και φωτιστικών σημαντικού βάρους.
- Ηλεκτρομηχανολογικός εξοπλισμός και συναφείς αγωγοί, σωληνώσεις και αεραγωγοί,βάρους μεγαλύτερου των 2 KN.

[4] Εξαιρούνται από την υποχρέωση ελέγχου προσαρτήματα σε κτίρια σπουδαιότητας Σ1 και Σ2 σε περιοχές σεισμικότητας Ι και προσαρτήματα της κατηγορίας q_p=2.50 σε κτίρια σπουδαιότητας Σ2 σε περιοχές σεισμικότητας ΙΙ.

5. ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ, ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ, ΓΕΩΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ

5.1 ΚΑΤΑΛΛΗΛΟΤΗΤΑ ΥΠΕΔΑΦΟΥΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ

5.1.1 Γενικές απαιτήσεις

[1] Το υπέδαφος, η τοπογραφία και η γενικότερη γεωλογία της περιοχής ενός δομικού έργου πρέπει να εξασφαλίζουν με επαρκή πιθανότητα ότι δεν θα υπάρξει κίνδυνος εδαφικής διάρρηξης, αστάθειας πρανών, μεγάλων μονίμων παραμορφώσεων ή εκτεταμένης ρευστοποιήσεως κατά την διάρκεια σεισμικού κραδασμού συμβιβαστού με την ένταση και τα φασματικά χαρακτηριστικά του σεισμού σχεδιασμού που προβλέπει ο παρών Κανονισμός.

5.1.2 Γειτνίαση Ενεργών Σεισμοτεκτονικών Ρηγμάτων

[1] Εν γένει δεν επιτρέπεται η δόμηση κτισμάτων σπουδαιότητας Σ2, Σ3 και Σ4 στην άμεση γειτονία σεισμοτεκτονικών ρηγμάτων που θεωρούνται σεισμικώς ενεργά.

[2] Ο χαρακτηρισμός ρηγμάτων ως σεισμικώς ενεργών θα γίνεται με βάση σεισμοϊστορικά και σεισμοτεκτονικά δεδομένα και θα λαμβάνεται υπόψη και το πιθανό μέγεθος τυχόν σεισμικής διάρρηξης. Η επισήμανση και ο χαρακτηρισμός σεισμοτεκτονικών ρηγμάτων αποτελεί εν γένει αντικείμενο ειδικής μελέτης που αφορά στην ευρύτερη περιοχή οικοδόμησης και όχι σε μεμονωμένα κτίρια. Τέτοια διερεύνηση αποτελεί απαραίτητο στοιχείο για την οικιστική ανάπτυξη μίας περιοχής και υπόκειται σε έλεγχο και έγκριση της πολιτείας. Διερεύνηση για ύπαρξη σεισμικώς ενεργών ρηγμάτων δεν απαιτείται εν γένει μέσα σε οικιστικά ανεπτυγμένες περιοχές, εκτός αν υφίστανται ισχυρές ενδείξεις περί του αντιθέτου, βασιζόμενες σε επίσημους γεωλογικούς – τεκτονικούς χάρτες.

[3] Σε περιπτώσεις στις οποίες συντρέχουν ειδικοί λόγοι δόμησης στην άμεση γειτονία σεισμοτεκτονικών ρηγμάτων που θεωρούνται σεισμικώς ενεργά, η δόμηση επιτρέπεται μόνον ύστερα από ειδική σεισμική – γεωλογική – γεωτεχνική – στατική μελέτη. Στην μελέτη αυτή θα διερευνώνται οι επιπτώσεις της γειτνίασης του ρήγματος και θα λαμβάνοντια μέτρα για την αποτελεσματική αντιμετώπισή τους. Η σεισμική δράση σχεδιασμού στην άμεση γειτονία τέτοιων ρηγμάτων θα λαμβάνεται αυξημενη τουλάχιστον κατά 25% σε σχέση με την οριζόμενη στο κεφάλαιο 2.

5.1.3 Ευστάθεια Πρανών

[1] Επιβάλλεται ο έλεγχος της γενικότερης ευστάθειας έναντι ολισθήσεως του πρανούς επί του οποίου θα εδρασθεί η κατασκευή, αλλά και ανάντη ή κατάντη πρανών των οποίων η αστοχία μπορεί να επηρεάσει την κατασκευή. Η ανάλυση της ευστάθειας μπορεί να γίνει σύμφωνα με τις διατάξεις της παρ. 5.4. Ο έλεγχος θα βασίζεται σε κατάλληλη γεωτεχνική διερεύνηση, και αν από αυτήν θεωρηθεί αναγκαία και σε γεωλογική διερεύνηση.

5.1.4 Κίνδυνος Ρευστοποιήσεως

[1] Ο κίνδυνος εκτεταμένης ρευστοποιήσεως κορεσμένων χαλαρών αμμωδών εδαφών πρέπει να ελέγχεται με βάση καθιερωμένες μεθόδους της γεωσεισμικής μηχανικής, και με συνεκτίμηση ενδεχόμενης ενίσχυσης της εδαφικής κίνησης λόγω των τοπικών εδαφικών συνθηκών. Οπωσδήποτε πάντως πρέπει να ληφθεί υπόψη ότι οι εδαφικές επιταχύνσεις που ορίζονται στο Κεφάλαιο 2 αποτελούν «ενεργές» τιμές (όχι μέγιστες), και επομένως δεν πρέπει να γίνεται περαιτέρω μείωση τους.

[2] Στην περίπτωση που, από τον προαναφερθέντα έλεγχο, η αντίσταση του εδάφους σε ρευστοποίηση προκύψει επισφαλής, επιβάλλεται η εφαρμογή μέτρων για την εξασφάλιση της ακεραιότητας των δομημάτων ή γεωκατασκευών που θα εδρασθούν στο έδαφος αυτό.

[3] Σε παρόμοια εδάφη, για τα οποία όμως θεωρείται ότι υπάρχει επαρκής ασφάλεια έναντι ρευστοποιήσεως, πρέπει να διερευνάται η αναγκαιότητα μείωσης της ενεργού γωνίας τριβής σχεδιασμού, λόγω συσσώρευσης υπερπιέσεων πόρων κατά την ανακυκλική σεισμική δράση σχεδιασμού (βλ. παρ. Ζ.5).

5.1.5 Διατμητική Συνίζηση του Εδάφους λόγω Ανακυκλικής Φόρτισης

[1] Χαλαροί ακόρεστοι αμμώδεις εδαφικοί σχηματισμοί είναι δυνατόν να υποστούν δυναμική μείωση όγκου (συνίζηση) με αποτέλεσμα παραμένουσες καθιζήσεις και παραμορφώσεις. Κάτι παρόμοιο μπορεί να συμβεί και σε πολύ μαλακές και ευαίσθητες αργίλους εξαιτίας της σταδιακής απομείωσης της διατμητικής τους αντοχής κατά την ανακυκλική φόρτιση μεγάλης διάρκειας. Η πιθανότητα των φαινομένων αυτών θα πρέπει να ελέγχεται βάσει καθιερωμένων γεωτεχνικών μεθόδων οι οποίες συντάσσονται με βάση αποτελέσματα επιτόπου ή εργαστηριακών δοκιμών. Εδάφη αυτού του τύπου χαρακτηρίζοντια ως "σεισμικώς ευαίσθητα" και η ύπαρξη τους πρέπει να επισημαίνεται στην γεωτεχνική μελέτη.

5.2 ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ

5.2.1 Κριτήρια και Κανόνες Εφαρμογής

[1] Υπό τον σεισμό σχεδιασμού το σύστημα θεμελίωσης πρέπει να εξασφαλίζει με αξιοπιστία την μεταφορά στο έδαφος των δράσεων κάθε εδραζόμενου στοιχείου της ανωδομής, χωρίς να προκαλούνται μεγάλες παραμένουσες παραμορφώσεις.

[2] Ο σχεδιασμός του συστήματος πρέπει να ελαχιστοποιεί τις αβεβαιότητες της σεισμικής απόκρισης. Για τον ίδιο λόγο, απελευθέρωση ενέργειας δεν πρέπει να προβλέπεται μέσω εντόνων πλαστικών παραμορφώσεων του εδάφους αλλά να περιορίζεται στην ανάπτυξη πλαστικών αρθρώσεων σε επιλεγμένες θέσεις της ανωδομής. Οι σχετικοί κανόνες εφαρμογής δίνονται στις επόμενες παραγράφους.

5.2.2 Δράσεις Σχεδιασμού

[1] Οι δράσεις σχεδιασμού S_{Fd}, σε στοιχείο θεμελίωσης θα υπολογίζονται εν γένει με βάση την υπεραντοχή του πλάστιμου στοιχείου της ανωδομής που εδράζεται στο στοιχείο θεμελίωσης, ως εξής:

$$S_{Fd} = S_v + \alpha_{CD} S_E \quad \text{...(5.1)}$$

όπου:

S_v είναι η τιμή εντατικού μεγέθους (ροπή, τέμνουσα, αξονική δύναμη) προερχόμενη από το σύνολο των μη σεισμικών δράσεων του σεισμού συνδυασμού και

S_E είναι η τιμή του ίδιου μεγέθους ή προερχόμενη από την σεισμική δράση στην οποία αντιστοιχεί η σεισμική ροπή που χρησιμοποιείται για τον προσδιορισμό του ικανοτικού συντελεστή α_{CD}, σύμφωνα με την σχέση (5.2).

[2] Σε θεμελιώσεις μεμονωμένων υποστυλωμάτων ή τοιχωμάτων ο συντελεστής ικανοτικής μεγέθυνσης α_{CD} θα υπολογίζεται, ξεχωριστά για κάθε μία από τις δύο οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού από την σχέση:

$$\alpha_{CD} = 1.20 M_R / M_E - M_V / M_E \leq q \quad \text{...(5.2)}$$

όπου:

M_R και M_E είναι αντίστοιχα η υπολογιστική αντοχή και η σεισμική ροπή στην πλησιέστερη θέση πιθανής ή ενδεχόμενης πλαστικής άρθρωσης, στο στοιχείο της ανωδομής που εδράζεται στο υπό εξέταση στοιχείο θεμελίωσης (βλ. παρ. 4.1.4.[3] και 4.1.4.[4].δ) και

M_v η ροπή από το σύνολο των μη σεισμικών φορτίσεων του συνδυασμού.

[3] Σε θεμελίωση δικτυωτού συνδέσμου χαλύβδινου φορέα, στο οποίο πλάστιμο στοιχείο είναι η εφελκυόμενη διαγώνιος, η τιμή του α_{CD} θα λαμβάνεται σύμφωνα με την παρ. Γ.5.3.[1].

[4] Όταν το στοιχείο θεμελίωσης φέρει περισσότερα του ενός στοιχεία ανωδομής (πεδιλοδοκοί, πλάκες κοιτοστρώσεως κλπ), επιτρέπεται να εφαρμόζεται η σχέση (5.1) με ενιαία τιμή του α_{CD}, είτε ίση προς 1.35 είτε υπολογιζόμενη από το στοιχείο της ανωδομής που έχει την μέγιστη πλάστιμη σεισμική δράση.

[5] Στην χωρική επαλληλία που ορίζεται στις παρ. 3.4.4.[2] και 3.5.3.[4], για τις δράσεις σχεδιασμού στοιχείων θεμελίωσης, επιτρέπεται στους όρους που πολλαπλασιάζονται με συντελεστή λ=μ=0.3 να χρησιμοποιείται η τιμή $\alpha_{CD} = 1.0$.

[6] Όταν το εξεταζόμενο στοιχείο θεμελίωσης φέρει και στοιχεία ανεξάρτητα της ανωδομής (π.χ. ανεξάρτητους τοίχους αντιστήριξης) οι δράσεις σχεδιασμού της σχέσης (5.1) θα επαυξάνονται κατά τις δράσεις σεισμικού σχεδιασμού των ανεξαρτήτων αυτών στοιχείων, λαμβανόμενες με διεύθυνση και φορά της σεισμικής δράσης ίδιες με εκείνες της ανωδομής.

5.2.3 Αντοχή του Εδάφους

5.2.3.1 Βασική Απαίτηση

[1] Η σεισμική δράση σχεδιασμού της παρ. 5.2.2 πρέπει να μεταφερθεί στο έδαφος χωρίς υπέρβαση των οριακών καταστάσεων αστοχίας του συστήματος εδάφους – θεμελίου. Στις οριακές αυτές καταστάσεις περιλαμβάνονται, πλην των αναφερομένων στις παρ. 5.2.3.2 ή 5.2.3.3, και οι ακόλουθες:

- Γενική ευστάθεια του όλου έργου (δομήματος και τμήματος του εδάφους)

  Αυτή πρέπει να διερευνάται σε περιπτώσεις θεμελίωσης σε εδάφη με έντονες κλίσεις ή κοντά σε πρανή (φυσικά ή τεχνητά). Η διερεύνηση γίνεται σύμφωνα με τα αναφερόμενα στη παρ. 5.4

- Μεγάλες παραμένουσες παραμορφώσεις

  Κανόνες εφαρμογής για την αποφυγή μεγάλων παραμορφώσεων δίνονται στις παρ. 5.2.3.2 και 5.2.3.3, ανάλογα με το είδος της θεμελίωσης.

[2] Για τον υπολογισμό της αντοχής του εδάφους σύμφωνα με τις παρ. 5.2.3.2 ή 5.2.3.3 και το Παράρτημα Ζ, θα χρησιμοποιούνται κατάλληλα εκτιμώμενες τιμές σχεδιασμού των εδαφικών παραμέτρων c_d και φ_d. Οι τιμές αυτές δεν πρέπει εν γένει να υπερβαίνουν τις τιμές σχεδιασμού υπό αντίστοιχη στατική φόρτιση.

5.2.3.2 Επιφανειακές Θεμελιώσεις

[1] Απαιτείται ο έλεγχος έναντι των οριακών καταστάσεων αστοχίας που ορίζονται στις υποπαραγράφους α, β και γ παρακάτω:

α. Αστοχία λόγω υπέρβασης της φέρουσας ικανότητας έδρασης (οριακού φορτίου)

[1] Το κριτήριο αυτό ανάγεται στην ικανοποίηση της ακόλουθης ανίσωσης:

$$N_{Fd} \leq R_{Nd} \quad (5.3)$$

όπου:

N_{Fd} είναι η αξονική δύναμη (κάθετη στην επιφάνεια έδρασης) του σεισμικού σχεδιασμού του θεμελίου όπως προκύπτει από την σχέση (5.1), και

R_{Nd} είναι η φέρουσα ικανότητα (οριακό φορτίο) του θεμελίου υπό την επίδραση φορτίου κάθετου στην επιφάνεια έδρασης, στον προσδιορισμό της οποίας λαμβάνονται υπόψη οι συνυπάρχουσες ροπές και οι παράλληλες προς την επιφάνεια έδρασης συνιστώσες του φορτίου, οπως ορίζονται από τις δράσεις S_{Fd} της σχέσης (5.1).

[2] Η φέρουσα ικανότητα R_{Nd} επιτρέπεται να υπολογίζεται ψευδοστατικά με εδαφικές παραμέτρους που λαμβάνουν υπόψη τον ανακυκλικό χαρακτήρα των σεισμικών

παραμορφώσεων του εδάφους. Σε κορεσμένα εδάφη, λόγω της ταχύτητας επιβολής της σεισμικής δράσης, θα θεωρείται εν γένει φόρτιση υπό αστράγγιστες συνθήκες.

[3] Στο Παράρτημα Ζ΄ δίνεται ενδεικτική αναλυτική μέθοδος υπολογισμού της φέρουσας ικανότητας για πέδιλα ορθογωνικής κάτοψης. Οι εδαφικές παράμετροι σχεδιασμού για την εφαρμογή της μεθόδου αυτής θα λαμβάνονται το πολύ ίσες με αυτές που χρησιμοποιούνται για στατικές δράσεις.

[4] Όταν η εκκεντρότητα του φορτίου σε μία διεύθυνση υπερβεί το 1/3 της αντίστοιχης διάστασης του θεμελίου, η ικανοποίηση του κριτηρίου (5.3) γίνεται εξαιρετικά ευαίσθητη σε μεταβολές τόσον των δράσεων όσον και των διαστάσεων του θεμελίου και των εδαφικών παραμέτρων, επειδή η ενεργός επιφάνεια, σύμφωνα με το Παράρτημα ΣΤ, μειώνεται κάτω από το 1/3 της επιφάνειας του πεδίλου (αν μάλιστα συνυπάρχει ανάλογη εκκεντρότητα και στην άλλη διεύθυνση, φθάνει το 1/9 της επιφάνειας του πεδίλου). Επομένως εκκεντρότητες που υπερβαίνουν το 1/3 της αντίστοιχης διάστασης του θεμελίου επιτρέπονται μόνον όταν ισχύουν όλες οι ακόλουθες προϋποθέσεις :

- Έχει γίνει ελαχιστοποίηση των αβεβαιοτήτων όλων των δράσεων, που περιλαμβάνει και την τήρηση των διατάξεων της παρ. 5.2.4.1
- Έχουν εξασφαλιστεί αυστηρά όρια ανοχών για τις διαστάσεις και την θέση του θεμελίου
- Ο σχεδιασμός του φορέα προβλέπει πλάστιμη μετελαστική απόκριση (χρήση $q > 1.0$) και ο συντελεστής ικανοτικής επαύξησης α_{CD} της σχέσης (5.2) για το συγκεκριμένο θεμέλιο είναι μικρότερος του q.
- Το έδαφος θεμελίωσης δεν είναι σεισμικώς ευαίσθητο με την έννοια της παρ. 5.1.5. Σε περίπτωση σεισμικώς ευαίσθητων εδαφών οι εκκεντρότητες πρέπει να μην υπερβαίνουν το 1/4 της αντίστοιχης διάστασης των θεμελίων, ώστε να αποφεύγονται μεγάλες παραμένουσες παραμορφώσεις.

β. Αστοχία σε Ολίσθηση

[1] Το κριτήριο αυτό ανάγεται στην ικανοποίηση της ακόλουθης ανίσωσης:

$$V_{Sd} \leq R_{Sd} + R_{Pd} \quad \text{......(5.4)}$$

όπου:

V_{Sd} είναι η τέμνουσα δύναμη παράλληλα με την επιφάνεια έδρασης που προκύπτει από την σεισμική δράση της σχέσης (5.1), επαυξημένη από τυχόν υφιστάμενες αξιόλογες ενεργητικές ωθήσεις ασκούμενες πάνω σε κατακόρυφα μέτωπα του θεμελίου, και από τυχόν υφιστάμενες σεισμικές δράσεις ανεξάρτητων στοιχείων, όπως αναφέρονται στην παρ. 5.2.2.[6],

R_{Sd} είναι η αντίσταση σε ολίσθηση στην διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους, όπως ορίζεται παρακάτω και

R_{Pd} είναι οι αναπτυσσόμενες αντιστάσεις από παθητικές ωθήσεις σε κατακόρυφα μέτωπα του θεμελίου. Για λόγους περιορισμού των παραμενουσών

παραμορφώσεων η αντίσταση αυτή επιτρέπεται να λαμβάνεται μέχρις ύψους 40% της ελάχιστης πλήρους παθητικής ώθησης υπό σεισμικές συνθήκες. Για να ληφθεί υπόψη η R_{Pd} θα πρέπει να εξασφαλίζεται κατά την κατασκευή η πλήρης επαφή των κατακόρυφων μετώπων του θεμελίου είτε με αδιατάρακτο έδαφος είτε με επαρκώς συμπυκνωμένη επίχωση της εκσκαφής και να μην υπάρχει πιθανότητα μελλοντικής αφαίρεσης του αντιστηρίζοντος εδάφους.

[2] Η αντίσταση σε ολίσθηση R_{Sd} επιτρέπεται να υπολογίζεται ως εξής:

1) Σε κοκκώδη εδάφη:

$$R_{Sd} = N'_{Fd} \cdot \tan(\delta_d) \quad \text{......(5.5)}$$

όπου:

N'_{Fd} είναι η ενεργός ορθή δύναμη που δρα κάθετα στην επιφάνεια έδρασης και αντιστοιχεί στη δράση σχεδιασμού της σχέσης (5.1) και

δ_d είναι η τιμή σχεδιασμού της γωνίας τριβής στην διεπιφάνεια εδάφους που λαμβάνεται ίση:

- με την γωνία διατμητικής αντοχής σχεδιασμού φ_d, σε περίπτωση θεμελίου από σκυρόδεμα που διαστρώνεται απευθείας στο έδαφος,
- με $(2/3)\varphi_d$, σε περίπτωση προκατασκευασμένου θεμελίου από σκυρόδεμα με λεία επιφάνεια έδρασης, και
- με την γωνία τριβής μεμβράνης /γεωυφάσματος, εφόσον παρεμβάλλεται στεγανοποιητική μεμβράνη μεταξύ θεμελίου και εδάφους.

2) Σε συνεκτικά εδάφη:

$$R_{Sd} = A' \cdot s_u \leq 0.4 \cdot N_{Fd} \quad \text{......(5.6)}$$

όπου:

A' είναι η ενεργός επιφάνεια του θεμελίου, σύμφωνα με το Παράρτημα ΣΤ΄ για ορθογωνική επιφάνεια έδρασης ή αναλογικά υπολογιζόμενη για έδραση άλλου σχήματος,

s_u είναι η τιμή σχεδιασμού της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής των στρώσεων του εδάφους υπό το θεμέλιο και

N_{Fd} είναι η ορθή δύναμη στην διεπιφάνεια εδάφους – θεμελίου.

γ. Αστοχία δομικών στοιχείων του θεμελίου

[1] Τα δομικά στοιχεία του θεμελίου θα ελέγχονται σε οριακή κατάσταση αστοχίας υπό την επίδραση των δράσεων σχεδιασμού της σχέσης (5.1) και των σχετικών αντιδράσεων του εδάφους. Οι τελευταίες επιτρέπεται να υπολογίζονται από τις συνθήκες ισορροπίας είτε με θεώρηση συντελεστή ελαστικής έδρασης (τύπου Winkler), συνεπούς προς την μορφή και το μέγεθος του εξεταζόμενου στοιχείου και την

παραμορφωσιμότητα του εδάφους είτε με παραδοχή γραμμικής κατανομής των εδαφικών αντιδράσεων.

5.2.3.3 Βαθιές Θεμελιώσεις (Πάσσαλοι, Διαφράγματα, Φρέατα)

[1] Η παράγραφος αυτή αναφέρεται βασικά σε πασσάλους. Σε περιπτώσεις διαφραγμάτων ή φρεάτων μπορούν να εφαρμοστούν οι ίδιες γενικές αρχές, υπό την προϋπόθεση ότι λαμβάνονται υπόψη με ικανοποιητική προσέγγιση οι διαφορές που οφείλονται στις ιδιομορφίες των συστημάτων αυτών.

α. Ανάλυση

[1] Αν δεν γίνει ακριβέστερη προσέγγιση η ανάλυση μπορεί να γίνεται με ισοδύναμο ελαστικό προσομοίωμα, συνεχές ή διακριτό στο οποίο απεικονίζονται με επαρκή ακρίβεια:

- Η πλευρική δυστμησία του εδάφους.
- Η δυσκαμψία του πασσάλου (καμπτική και διαμήκης).
- Η δυσκαμψία του κεφαλοδέσμου και της ανωδομής.

[2] Η πλευρική αντίσταση επιφανειακών στρώσεων ευαίσθητων σε ρευστοποίηση ή απώλεια αντοχής (βλ. παρ. 5.1.5) πρέπει να μειώνεται καταλλήλως μέχρι και να μηδενίζεται.

[3] Δεν συνιστάται η μεταφορά οριζοντίων σεισμικών δυνάμεων στο έδαφος μέσω αξονικών δυνάμεων κεκλιμένων πασσάλων. Αν χρησιμοποιηθούν κεκλιμένοι πάσσαλοι θα ελέγχεται απαραιτήτως και η καμπτική τους καταπόνηση.

[4] Η διαμήκης και πλευρική δυσκαμψία των πασσάλων θα λαμβάνεται από την τέμνουσα δυσκαμψία στην «ελαστική» περιοχή της λειτουργίας τους δηλαδή πριν την έναρξη ολίσθησης σε σχέση με το έδαφος. Επιτρέπεται η χρησιμοποίηση τιμών που αντιστοιχούν σε στατική φόρτιση.

[5] Σε περίπτωση σεισμού η καταπόνηση πασσάλων ή άλλων στοιχείων βαθιάς θεμελιώσεως προέρχεται εν γένει από τις ακόλουθες αιτίες:

- την δράση στήριξης δηλαδή την μεταφορά των δράσεων της ανωδομής στο έδαφος και αντίστροφα, και
- την «κινηματική» καταπόνηση, που οφείλεται στην παραμόρφωση που υφίσταται το περιβάλλον έδαφος κατά την διέλευση των σεισμικών κυμάτων.

[6] Οι πάσσαλοι και οι πασσαλόδεσμοι ελέγχονται πάντοτε για την δράση στήριξης. Η κινηματική καταπόνηση πρέπει να λαμβάνεται υποχρεωτικώς υπόψη, έστω και με απλοποιημένη μεθοδολογία, όταν συντρέχουν οι ακόλουθες συνθήκες:

- Έδαφος κατηγορίας Γ ή έδαφος που περιλαμβάνει στρώσεις με εντόνως διαφορετικές ιδιότητες, όπως αναφέρονται στην υποπαράγραφο β3.[3] παρακάτω.
- Ζώνη σεισμικότητας III ή IV

- Δόμημα σπουδαιότητας Σ3 ή Σ4.

β. Οριακές καταστάσεις αστοχίας

[1] Πρέπει να γίνεται έλεγχος μη υπέρβασης των οριακών καταστάσεων αστοχίας που ορίζονται στις υποπαραγράφους β1, β2 και β3 παρακάτω:

β1 Αστοχία σε αξονικό φορτίο (θλιπτικό ή εφελκυστικό)

[1] Το κριτήριο αυτό ανάγεται στην ικανοποίηση της ακόλουθης ανίσωσης:

$$N_{Pd} \leq R_{Nd} \quad (5.7)$$

όπου:

N_{Pd} είναι η αξονική δύναμη του δυσμενέστερου πασσάλου όπως προκύπτει από την ανάλυση υπό την επίδραση της δράσεως της σχέσης (5.1) και

R_{Nd} είναι η φέρουσα ικανότητα (οριακό φορτίο) του πασσάλου όπως προσδιορίζεται υπό στατικές συνθήκες σύμφωνα με ισχύοντες κανονισμούς, παραδεδεγμένες μεθόδους υπολογισμού ή/και δοκιμαστικές φορτίσεις . Εφόσον συντρέχουν λόγοι μείωσης της αντοχής του εδάφους εξαιτίας της σεισμικής καταπονήσεως, η R_{Nd} θα μειώνεται αντίστοιχα.

[2] Σε περίπτωση που η πλήρης ανάπτυξη του οριακού αξονικού φορτίου συνεπάγεται την ανάπτυξη σημαντικών παραμενουσών υποχωρήσεων του πασσάλου πρέπει να γίνεται μείωση του οριακού φορτίου σε τιμές που αντιστοιχούν σε αποδεκτές μόνιμες παραμορφώσεις. Αν δεν υφίστανται ειδικοί λόγοι ευαισθησίας του στατικού συστήματος της ανωδομής, επιτρέπεται να θεωρηθεί ανεκτή μόνιμη παραμόρφωση μέχρι 40 mm.

β2 Αστοχία σε εγκάρσια αντίσταση του εδάφους

[1] Το κριτήριο αυτό ανάγεται στην ικανοποίηση της ακόλουθης ανίσωσης:

$$V_{T,d} \leq R_{Td} \quad (5.8)$$

όπου:

$V_{T,d}$ είναι η μέγιστη τέμνουσα δύναμη του πασσάλου, όπως προκύπτει από την ανάλυση υπό την δράση της σχέσης (5.1) και

R_{Td} είναι η φέρουσα ικανότητα του εδάφους σε εγκάρσια φόρτιση με ροπή κεφαλής που αντιστοιχεί στην $V_{T,d}$, όπως προκύπτει από ισχύοντες κανονισμούς, παραδεδεγμένες μέθόδους υπολογισμού, ή/και δοκιμαστικές φόρτισεις. Με εξαίρεση τα "σεισμικώς ευπαθή" εδάφη της παρ. 5.1.5, επιτρέπεται εν γένει, να λαμβάνεται η φέρουσα ικανότητα υπό στατικές συνθήκες.

β3 Αστοχία δομικών στοιχείων της θεμελίωσης

[1] Τα δομικά στοιχεία της θεμελίωσης θα ελέγχονται σε οριακή κατάσταση αστοχίας σύμφωνα με τα αποτελέσματα της ανάλυσης όπως περιγράφεται στην παρ. 5.2.3.3.α.

[2] Σε θεμελίωση με πασσάλους πρέπει εν γένει να εξασφαλίζεται (μέσω ελέγχων με τις ικανοτικές δράσεις της σχέσεως (5.1)) ότι οι πάσσαλοι παραμένουν στην ελαστική περιοχή. Όταν αυτό δεν είναι δυνατό πρέπει να γίνεται περίσφιγξη των πιθανών και ενδεχομένων περιοχών πλαστικών αρθρώσεων και ικανοτικός έλεγχος των πασσάλων σε διάτμηση με εφαρμογή δράσεων αναλόγων προς τις σχέσεις (5.1) και (5.2).

[3] Πιθανή περιοχή πλαστικής άρθρωσης θεωρείται περιοχή μήκους 2d κάτω από τον κεφαλόδεσμο. Αν ο πάσσαλος διέρχεται μέσω διεπιφάνειας επαλλήλων εδαφικών στρώσεων οι οποίες έχουν πολύ διαφορετικά μέτρα διατμήσεως (λόγος μέτρων διατμήσεως > 5), περιοχές μήκους ±2d περί τα πιθανά όρια της διεπιφάνειας θα θεωρούνται περιοχές ενδεχόμενων πλαστικών αρθρώσεων. Στις περιοχές αυτές θα προβλέπεται περίσφιξη και καμπτική αντοχή ίση με εκείνη της κεφαλής του πασσάλου. Από τον κανόνα αυτό εξαιρείται η περιοχή της στρώσης εδράσεως σε εδραζόμενους πασσάλους, εφόσον δεν δημιουργούνται συνθήκες πλήρους πάκτωσης των πασσάλων.

[4] Σε περίπτωση που στην ανάλυση λαμβάνεται υπόψη η κινηματική καταπόνηση (βλ. 5.2.3.3α(6)), και εφόσον σε θέση εδαφικής ασυνέχειας προκύψει καμπτική ροπή μικρότερη από το 30% της ροπής της κεφαλής του πασσάλου, η αντίστοιχη περιοχή δεν χρειάζεται να θεωρηθεί ως ενδεχόμενη πλαστική άρθρωση.

5.2.4 Ελαχιστοποίηση αβεβαιοτήτων

5.2.4.1 Γενικά

[1] Το σύστημα θεμελιώσεως πρέπει να είναι ομοιογενές και να εξασφαλίζει την κατά το δυνατό πιο ομοιόμορφη κατανομή των σεισμικών δράσεων στο έδαφος. Πρέπει να αποφεύγεται η διάταξη των επιφανειακών εδράσεων κατακόρυφων στοιχείων του ίδιου κτιρίου σε διαφορετικά οριζόντια επίπεδα με σημαντικές υψομετρικές διαφορές. Όταν αυτό δεν είναι δυνατό, πρέπει να λαμβάνονται κατασκευαστικά μέτρα που να εξασφαλίζουν κοινές οριζόντιες μετακινήσεις των ανισόσταθμων εδράσεων. Τέτοια μέτρα δεν είναι αναγκαία σε θεμελίωση επί υγιούς βραχώδους εδάφους.

5.2.4.2 Συνδετήριες δοκοί

[1] Μεμονωμένα πέδιλα και κεφαλόδεσμοι πασσάλων θα συνδέονται μεταξύ τους με συνδετήριες δοκούς σε δύο οριζόντιες διευθύνσεις.

[2] Οι συνδετήριες δοκοί επιτρέπεται να μην λαμβάνονται υπόψη στην ανάλυση του φορέα. Θα ελέγχονται πάντως κατά ελάχιστο με δράση αξονικής δύναμης:

$$F_d = \zeta \alpha N_m \quad (5.9)$$

όπου:

α είναι η ανηγμένη σεισμική επιτάχυνση του εδάφους $(= A/g)$,

N_m είναι ο μέσος όρος των κατακόρυφων φορτίων των συνδεομένων στοιχείων,

ζ είναι 0.40 για έδαφος κατηγορίας Α, 0.50 για έδαφος κατηγορίας Β και 0.60 για έδαφος κατηγορίας Γ ή Δ.

[3] Η διάταξη συνδετήριων δοκών δεν είναι υποχρεωτική στις ακόλουθες περιπτώσεις:

- Σε εδάφη κατηγορίας Α και περιοχές σεισμικότητας Ι και ΙΙ, εφόσον όλες οι εδράσεις γίνονται στο ίδιο οριζόντιο επίπεδο.
- Μεταξύ πεδίλων υποστυλωμάτων υποστέγων με άνοιγμα μεγαλύτερο από 12.00 m, κατά την διεύθυνση του ανοίγματος.

[4] Σε περίπτωση έκκεντρων πεδίλων στον έλεγχο των συνδετηρίων δοκών που διατάσσονται κατά την διεύθυνση της εκκεντρότητας, πρέπει να λαμβάνονται υπόψη και οι καμπτικές ροπές που αναλαμβάνουν λόγω της εκκεντρότητας των κατακόρυφων φορτίων. Στις τιμές αυτών θα συμπεριλαμβάνεται και η δυσμενέστερη συμβολή της σεισμικής δράσης σύμφωνα με την σχέση (5.1).

[5] Οι συνδετήριες δοκοί, όπου απαιτούνται, επιτρέπεται να αντικαθίστανται με ενιαία πλάκα το πάχος της οποίας πρέπει να είναι τουλάχιστον 0.20m. Ο υπολογισμός της πλάκας γίνεται με βάση τις δυνάμεις που καθορίζονται στο εδάφιο [2].

[6] Το κάτω πέλμα των συνδετηρίων δοκών (είτε της αντίστοιχης πλάκας) θα διατάσσεται σε στάθμη όχι πάνω από την άνω στάθμη των πεδίλων.

5.2.4.3 Θεμελιώσεις φερόντων τοιχωμάτων της ανωδομής

[1] Σε κτίρια που δεν έχουν υπόγειους ορόφους, είναι σε ορισμένες περιπτώσεις δύσκολο να ικανοποιηθούν οι απαιτήσεις των παρ. 5.2.3.1. και 5.2.3.2., με μεμονωμένη θεμελίωση των φερόντων τοιχωμάτων της ανωδομής, λόγω της μεγάλης καμπτικής ροπής στην βάση του τοιχώματος. Στις περιπτώσεις αυτές είναι σκόπιμο να προβλέπεται κοινή θεμελίωση με παρακείμενα κατακόρυφα στοιχεία, μέσω πεδιλοδοκών ή συνδετήριων δοκών επαρκούς ακαμψίας.

[2] Σε κτίρια με υπόγειους ορόφους που διαθέτουν περιμετρικά τοιχώματα, οι μέγιστες ροπές (και οι πιθανές πλαστικές αρθρώσεις) των τοιχωμάτων εμφανίζονται εν γένει στο δάπεδο του ισογείου. Οι αντίστοιχες σεισμικές εν γένει στο δάπεδο του ισογείου. Οι αντίστοιχες σεισμικές τέμνουσες μεταφέρονται με διατμητική δράση των διαφραγμάτων των πλακών στα περιμετρικά τοιχώματα και από εκεί στο έδαφος. Τα περιμετρικά τοιχώματα των υπογείων πρέπει να κατασκευάζονται και να οπλίζονται κατάλληλα για να εξασφαλίσουν την παραπάνω μεταφορά των δυνάμεων. Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στην επάρκεια της διατμητικής σύνδεσης της πλάκας δαπέδου του ισογείου με τα περιμετρικά τοιχώματα σε περιοχές ανοιγμάτων.

5.3 ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ

[1] Τα έργα αντιστήριξης θα σχεδιάζονται έτσι ώστε να εκπληρούν το σκοπό τους κατά τη διάρκεια και μετά το σεισμό σχεδιασμού, χωρίς να υποστούν σημαντικές βλάβες, ούτε τα ίδια ούτε τα αντιστηριζόμενα δομήματα. Για τη μεταφορά των δυνάμεων στο

έδαφος πρέπει να τηρούνται οι σχετικές διατάξεις των παρ. 5.2.3.2 ή 5.2.3.3. ανάλογα με το είδος της θεμελίωσης. Οι παραμένουσες μετακινήσεις πρέπει να συμβιβάζονται με τις λειτουργικές και αισθητικές απαιτήσεις του έργου.

[2] Οι κανόνες εφαρμογής που αναφέρονται παρακάτω είναι εν γένει επαρκώς συντηρητικοί για τις συνήθεις περιπτώσεις τοίχων αντιστήριξης. Σε ειδικές περιπτώσεις υψηλών τοίχων (με ύψος μεγαλύτερο από 10m) οι οποίοι εδράζονται σε μαλακές εδαφικές στρώσεις μεγάλου πάχους (άνω των 30m) πρέπει να εξετάζεται το ενδεχόμενο ενίσχυσης της δρώσας σεισμικής επιτάχυνσης των γαιών.

[3] Εάν δεν γίνεται ακριβέστερη εκτίμηση, οι ωθήσεις από τον σεισμό σχεδιασμού μπορούν να εκτιμηθούν με τις ακόλουθες μεθόδους:

α. Τοίχοι που διαθέτουν δυνατότητα μετακινήσεως ή/ και παραμορφώσεως.

[1] Στην κατηγορία αυτή ανήκουν τοίχοι που είτε διαθέτουν δυνατότητα ολισθήσεως/ στροφής στην έδραση είτε είναι παραμορφώσιμοι με αναμενόμενη μετακίνηση στην κορυφή τουλάχιστον 0.10% του ύψους. Σε τοίχους αυτής της κατηγορίας οι αυξημένες ωθήσεις κατά τη διάρκεια του σεισμού μπορούν να υπολογίζονται με τη μέθοδο οριακής ισορροπίας Mononobe - Okabe, δηλαδή για επίπεδη επιφάνεια ολισθήσεως που αντιστοιχεί σε πρόσθετη οριζόντια δράση $\alpha_h W$ και πρόσθετη κατακόρυφη δράση $-\alpha_V W$ στο κρίσιμο πρίσμα με βάρος W. Εναλλακτικά μπορούν να χρησιμοποιηθούν μέθοδοι βασιζόμενες στην γενική θεωρία παραμορφώσεων (με ελαστική ή ελαστοπλαστική συμπεριφορά του εδάφους), σύμφωνα με το εδάφιο [7] παρακάτω.

[2] Ο οριζόντιος «σεισμικός συντελεστής» α_h λαμβάνεται από τη σχέση

$$\alpha_h = \alpha / q_w \qquad (5.10)$$

όπου:

α είναι η ανηγμένη σεισμική επιτάχυνση του εδάφους και

q_w συντελεστής συμπεριφοράς ο οποίος έχει τις ακόλουθες τιμές:

Τύπος Τοίχου	Συντελεστής q_w
Τοίχος με δυνατότητα ολισθήσεως 300α (σε mm)	2.00
Τοίχος με δυνατότητα ολισθήσεως 200α (σε mm)	1.50
Τοίχος με αγκυρώσεις ή εύκαμπτος τοίχος εδραζόμενος σε βράχο ή πασσάλους	1.20
Άκαμπτος τοίχος εδραζόμενος σε βράχο ή πασσάλους	1.00
Τοίχοι αντιστηριζόμενοι με αντηρίδες (θλιπτήρες)	0.70

[3] Ο κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής α_v λαμβάνεται ίσος με 0.30α. Στην τιμή αυτή συμπεριλαμβάνεται η επίδραση των συντελεστών χωρικής επαλληλίας λ = μ = 0.30 των παρ. 3.4.4.[4] και 3.5.3.[4].

[4] Οι σεισμικοί συντελεστές α_h και α_v θα εφαρμόζονται επίσης τόσο στο βάρος του τοίχου όσο και στο βάρος της επίχωσης που φέρεται άμεσα από το θεμέλιό του (Τοίχοι μορφής L).

[5] Η γωνία τριβής τοίχου-εδάφους στην ωθούμενη παρειά δεν πρέπει να λαμβάνεται μεγαλύτερη από $(2/3)\varphi_d$, όπου φ_d είναι η γωνία διατμητικής αντοχής του εδάφους.

[6] Στο Παράρτημα Δ δίνεται ο τρόπος προσδιορισμού των αυξημένων ωθήσεων κατά την διάρκεια σεισμού, με την μέθοδο οριακής ισορροπίας Mononobe-Okabe.

[7] Αντί της παραπάνω μεθόδου οριακής ισορροπίας μπορούν να χρησιμοποιηθούν μέθοδοι βασιζόμενες στην γενική θεωρία παραμορφώσεων (ελαστική ή ελαστοπλαστική), με αναλυτική ή αριθμητική προσομοίωση του εδάφους. Η ανάλυση με τέτοιες μεθόδους πρέπει να ικανοποιεί τους πραγματικούς κινηματικούς περιορισμούς του τοίχου αντιστήριξης και να ανταποκρίνεται ικανοποιητικά στα χαρακτηριστικά του εδάφους θεμελιώσεώς και του αντιστηριζομένου υλικού.

β. Ακλόνητοι Τοίχοι

[1] Στην κατηγορία αυτή ανήκουν τοίχοι που είναι πρακτικώς απαραμόρφωτοι και έχουν ακλόνητη έδραση. Τέτοιοι τοίχοι είναι π.χ. περιμετρικοί τοίχοι υπογείων ορόφων κτιρίων συνδεδεμένοι με τις πλάκες ή τοίχοι φρεάτων, υπογείων δεξαμενών κλπ.

[2] Οι στατικές ωθήσεις ηρεμίας που δρουν σε τέτοιους τοίχους επαυξάνονται κατά τη διάρκεια σεισμού από γραμμικό διάγραμμα πρόσθετων οριζοντίων πιέσεων με μέγιστη τιμή στην επιφάνεια του εδάφους ίση προς $1.50\alpha\gamma H$ και ελάχιστη τιμή ίση προς $0.50\alpha\gamma H$ στο κατώτατο σημείο του τοίχου, σε βάθος Η (γ = μοναδιαίο βάρος του εδάφους. Το βάθος Η δεν χρειάζεται να λαμβάνεται μεγαλύτερο από 10.00m). Με τις αυξημένες αυτές ωθήσεις αρκεί εν γένει να ελέγχεται η επάρκεια μόνον των άμεσα επηρεαζόμενων στοιχείων δηλ. των τοιχωμάτων και νευρώσεων (αν υπάρχουν).

γ. Κορεσμένα Εδάφη - Υδροδυναμική Πίεση

[1] Στα περισσότερα εδάφη, στο τμήμα που βρίσκεται κάτω από τον υπόγειο ορίζοντα, δεν είναι δυνατή κατά τη διάρκεια του σεισμού, κίνηση του νερού ανεξάρτητη από τον εδαφικό ιστό. Στην περίπτωση αυτή η σεισμική δράση μπορεί να ληφθεί πάνω στο άθροισμα των μαζών εδάφους και νερού. Έτσι για τους τοίχους της υποπαραγράφου (α), η επαύξηση των ωθήσεων λόγω σεισμού μπορεί να υπολογιστεί από τη διαφορά $K_{AE} - K_A$ των συντελεστών ώθησης K_{AE} και K_A, όπως προκύπτουν από τη μέθοδο Mononobe-Okabe (βλ. Παράρ. Δ), με σεισμική δράση $\{\alpha_h, \alpha_v\}$ και χωρίς σεισμική δράση, αντίστοιχα. Στο τμήμα της επίχωσης που βρίσκεται κάτω από τον υπόγειο ορίζοντα, η διαφορά αυτή εφαρμόζεται πάνω στην συνολική μάζα εδάφους και νερού, δηλαδή ως μοναδιαίο βάρος γ λαμβάνεται το βάρος του κορεσμένου εδάφους γ_s.

[2] Σε πολύ διαπερατά εδάφη (διαπερατότητα $k > 0.50 \cdot 10^{-3}$ m/sec) οι σεισμικές δράσεις στις μάζες του εδάφους και του νερού θα υπολογίζονται ανεξάρτητα και θα γίνεται επαλληλία των αποτελεσμάτων. Στην περίπτωση αυτή στις ωθήσεις που υπολογίζονται όπως προηγουμένως, με βάση το μοναδιαίο βάρος του εδάφους υπό άνωση (χωρίς

επαύξηση των σεισμικών συντελεστών), θα προστίθεται η υδροδυναμική μεταβολή της πίεσης του νερού.

$$p(z) = \pm(7/8)\alpha_h \gamma_w \sqrt{Hz} \quad \text{.......(5.11)}$$

όπου:

H είναι το βάθος του τοίχου κάτω από την ελεύθερη επιφάνεια,

z είναι το βάθος του εξεταζόμενου σημείου και

γ_w είναι το μοναδιαίο βάρος του νερού.

[3] Όταν και η μη επιχωμένη όψη του τοίχου καλύπτεται από νερό, η υδροδυναμική μεταβολή της πίεσης $p(z)$ στην όψη αυτή θα λαμβάνεται επί το δυσμενέστερο ομόφορη με εκείνη της επιχωμένης όψης (υποπίεση).

δ. Αγκυρώσεις

[1] Οι αγκυρώσεις πρέπει να εξασφαλίζουν την ισορροπία του κρίσιμου πρίσματος ολισθήσεως υπό σεισμικές συνθήκες. Αν δεν γίνεται ακριβέστερη εκτίμηση, η απόσταση από τον τοίχο μέχρι το κέντρο της αγκύρωσης θα λαμβάνεται από την απόσταση που απαιτείται υπό στατικά φορτία με πολλαπλασιασμό επί τον συντελεστή $1+1.50\alpha$.

[2] Σε εδάφη με κίνδυνο ρευστοποίησης πρέπει να εξασφαλίζεται συντελεστής ασφαλείας τουλάχιστον 2.00 έναντι ρευστοποιήσεως του εδάφους που περιβάλλει την αγκύρωση.

5.4 ΠΡΑΝΗ - ΑΝΑΧΩΜΑΤΑ

5.4.1 Πρανή

[1] Η ευστάθεια φυσικών ή τεχνητών πρανών κατά τον σεισμικό κραδασμό θα ελέγχεται με θεώρηση των ακολούθων πρόσθετων ενεργών επιταχύνσεων που δρουν στην εδαφική μάζα.

Οριζόντια: $\alpha_h = \alpha_\pi$ ....(5.12)

Κατακόρυφη: $\alpha_V = \pm 0.50\alpha_\pi$ ....(5.13)

όπου α_π είναι η σεισμική επιτάχυνση σχεδιασμού του πρανούς, που λαμβάνεται ίση με 0.5α για φυσικά πρανή ή ίση με $(\alpha_B + \alpha_K)/2$ για πρανή αναχωμάτων της 5.4.2.

[2] Σε εδάφη κατηγορίας Γ, περιοχές σεισμικότητας ΙΙΙ ή ΙV και όταν η υπό μελέτη κατασκευή έχει σπουδαιότητα Σ3 ή Σ4 ή όταν πρόκειται για ευστάθεια γενικότερης περιοχής, η εκτίμηση των παραμέτρων διατμητικής αντοχής πρέπει να βασίζεται σε κατάλληλες επιτόπου ή/και εργαστηριακές δοκιμές υπό ανακυκλική φόρτιση. Για αργιλικά εδάφη πρέπει να λαμβάνεται η απομένουσα (μετά από μεγάλη παραμόρφωση) αντοχή.

5.4.2 Αναχώματα

[1] Η ευστάθεια αναχωμάτων με ύψος μέχρι και 15.00 m θα ελέγχεται με θεώρηση προσθέτων οριζοντίων ενεργών επιταχύνσεων της μάζας τους, που μεταβάλλονται από

$\alpha_B = 0.50\alpha$ στην βάση, μέχρι $\alpha_K = \alpha_B \cdot \beta(T)$ στην κορυφή του αναχώματος,

όπου:

α είναι η ανηγμένη σεισμική επιτάχυνση του εδάφους και

$\beta(T)$ είναι η φασματική μεγέθυνση που αντιστοιχεί στην θεμελιώδη ιδιοπερίοδο T του έργου.

Αν δεν γίνει ακριβέστερος υπολογισμός, μπορεί να ληφθεί: $T = 2.5 \cdot (H / V_s)$

όπου: V_s είναι η μέση τιμή της ταχύτητας διατμητικών κυμάτων στο ανάχωμα.

[2] Η μελέτη αναχωμάτων ύψους μεγαλύτερου των 15m, αναχωμάτων που φέρουν σημαντικά έργα, και φραγμάτων γενικώς, δεν καλύπτεται από τον παρόντα κανονισμό. Στις περιπτώσεις αυτές, πρέπει να γίνεται ειδική γεωτεχνική και σεισμική μελέτη. Εφόσον δεν γίνει λεπτομερής και πλήρης σεισμολογική μελέτη, η σεισμική δράση στην στάθμη του φυσικού εδάφους επιτρέπεται να ληφθεί σύμφωνα με το Κεφ.2.2, με χρήση κατάλληλης τιμής του συντελεστή σπουδαιότητας γ_I και τιμές q=1.0, η=1.0 και θ=1.0.

5.4.3 Έλεγχος Ευστάθειας

[1] Η ευστάθεια θα ελέγχεται με προσδιορισμό της δυσμενέστερης επιφάνειας ολίσθησης και εξασφάλιση συντελεστού ασφαλείας τουλάχιστον ίσου με 1.00.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΑ

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΚΙΝΗΣΕΙΣ ΕΔΑΦΟΥΣ

Α.1 ΕΛΑΣΤΙΚΟ ΦΑΣΜΑ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΗΣ

[1] Οι οριζόντιες συνιστώσες των σεισμικών κινήσεων του εδάφους καθορίζονται με το επόμενο ελαστικό φάσμα επιτάχυνσης $R_e(T)$:

$$0 \leq T < T_1 \qquad R_e(T) = A\gamma_1\left[1+(\eta\beta_0-1)\frac{T}{T_1}\right]$$

$$T_1 \leq T \leq T_2 \qquad R_e(T) = A\gamma_1\,\eta\,\beta_0$$

$$T_2 < T \qquad R_e(T) = A\gamma_1\,\eta\,\beta_0\,\frac{T_2}{T}$$

όπου:

$R_e(T)$	φασματική επιτάχυνση,
T	περίοδος σε δευτερόλεπτα,
T_1 και T_2	χαρακτηριστικές περίοδοι του φάσματος σε δευτερόλεπτα, οι οποίες δίδονται στον Πίνακα 2.4 ανάλογα με την κατηγορία του εδάφους,
A	σεισμική επιτάχυνση του εδάφους κατά τον Πίνακα 2.2,
γ_1	συντελεστής σπουδαιότητας του κτιρίου κατά τον Πίνακα 2.3,
β_0=2.50	συντελεστής φασματικής ενίσχυσης και
η	διορθωτικός συντελεστής για ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης διάφορο του 5%.

[2] Το ελαστικό φάσμα της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού προκύπτει από το προηγούμενο πολλαπλασιάζοντας τις τεταγμένες του με το 0.70.

[3] Σε περίπτωση αβεβαιότητας ως προς το έδαφος χρησιμοποιείται το δυσμενέστερο φάσμα.

Α.2 ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΙΟΓΡΑΦΗΜΑΤΑ

[1] Επιτρέπεται η χρησιμοποίηση πραγματικών ή/και συνθετικών επιταχυνσιογραφημάτων, τα οποία στη συνέχεια του παρόντος Κανονισμού καλούνται «επιταχυνσιογραφήματα σχεδιασμού», εφόσον πληρούν τις διατάξεις της παρ. Α.2.1.

Α.2.1 Πραγματικά επιταχυνσιογραφήματα

[1] Επιτρέπεται η χρησιμοποίηση πραγματικών επιταχυνσιογραφημάτων σχεδιασμού υπό τους κάτωθι όρους:

α). Χρησιμοποιούνται τουλάχιστον πέντε (5) διαφορετικά επιταχυνσιογραφήματα. Για οριζόντιες κινήσεις επιλέγονται οριζόντιες συνιστώσες. Τα επιταχυνσιογραφήματα σχεδιασμού για οριζόντιες κινήσεις επιτρέπεται να χρησιμοποιηθούν και για την κατακόρυφη κίνηση με τις προϋποθέσεις της παρ. Α.1.[2]. Αν χρησιμοποιηθούν διαφορετικά επιταχυνσιογραφήματα σχεδιασμού για την κατακόρυφη κίνηση πρέπει να επιλεγούν κατακόρυφες συνιστώσες.

β). Επιλέγονται ώστε να αντιπροσωπεύουν, κατά το δυνατόν, τις σεισμοτεκτονικές, γεωλογικές, εδαφοδυναμικές και εν γένει τοπικές συνθήκες της περιοχής του δομήματος.

γ). Είναι ψηφιοποιημένα ανά 0.02 sec, το μέγιστο.

δ). Έχουν διάρκεια σύμφωνη με τις σεισμοτεκτονικές, γεωλογικές, εδαφοδυναμικές και εν γένει τοπικές συνθήκες της περιοχής του έργου.

ε). Το μέσο φάσμα, δηλαδή ο μέσος όρος των φασμάτων των επιταχυνσιογραφημάτων σχεδιασμού, είναι ισοδύναμο με το φάσμα της παρ. Α.1 για απόσβεση 5%. Τα δύο φάσματα θεωρούνται ισοδύναμα αν οι τεταγμένες του μέσου φάσματος ικανοποιούν τις εξής συνθήκες:

- Είναι ανώτερες ή ίσες των αντίστοιχων τεταγμένων του φάσματος της παρ. Α.1. για περιόδους μέχρι 0.20 sec.
- Για περιόδους πάνω από 0.20 sec επιτρέπεται το 10% των τιμών να είναι κατώτερες μέχρι 5%.

στ). Οι τεταγμένες των φασμάτων των επιταχυνσιογραφημάτων σχεδιασμού και το μέσο φάσμα υπολογίζονται κατ'ελάχιστον στις περιόδους που προκύπτουν από:

- 18 ίσα βήματα μεταξύ 0.01 και 1 sec.
- 10 ίσα βήματα περιόδου μεταξύ 1 και 2 sec.
- 8 ίσα βήματα περιόδου μεταξύ 2 και 4sec.

[2] Τα επιταχυνσιογραφήματα σχεδιασμού για οριζόντιες κινήσεις επιτρέπεται να χρησιμοποιηθούν και κατά τις δύο συνιστώσες.

A.2.2 Συνθετικά επιταχυνσιογραφήματα

[1] Επιτρέπεται η χρησιμοποίηση συνθετικών επιταχυνσιογραφημάτων σχεδιασμού εφόσον το φάσμα τους περιβάλλει το φάσμα της παρ. Α.1.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

ΕΙΔΙΚΟΙ ΚΑΝΟΝΕΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΓΙΑ ΦΕΡΟΝΤΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

Β.1 ΑΠΟΦΥΓΗ ΨΑΘΥΡΩΝ ΜΟΡΦΩΝ ΑΣΤΟΧΙΑΣ – ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΣΤΟΧΙΑ

[1] Αν δεν γίνει ακριβέστερος υπολογισμός η εφαρμογή του γενικού ικανοτικού κανόνα της παρ. 4.1.4.[4] θα γίνεται με τους ακόλουθους επιμέρους κανόνες.

Β.1.1 Υποστυλώματα

[1] Τέμνουσα σχεδιασμού στην διεύθυνση του κάθε πλαισίου στο οποίο ανήκει το υποστύλωμα:

$$V_{CD,c} = 1.40(M_{R,c1} + M_{R,c2}) / \ell_c \leq q\, V_{E,c} \quad \text{(B.1)}$$

όπου:

$M_{R,c1}$, $M_{R,c2}$ είναι οι υπολογιστικές αντοχές σε κάμψη με αξονική δύναμη στα άκρα του υποστυλώματος, όπως ενεργοποιούνται από την σεισμική δράση. Θα χρησιμοποιείται η μέγιστη από τις τιμές που προκύπτουν από δύο αντίθετες φορές της σεισμικής δράσης (βλ. παρ. 4.1.4.[4]),

$V_{E,c}$ είναι η σεισμική τέμνουσα του υποστυλώματος και

ℓ_c είναι το μήκος του υποστυλώματος.

Β.1.2 Δοκοί

[1] Τέμνουσα σχεδιασμού:

$$V_{CD,b} = V_{0,b} + \Delta V_{CD,b} \quad \text{(B.2α)}$$

όπου:

$$\Delta V_{CD,b} = 1.20(M_{R,b1} + M_{R,b2}) / \ell_b \leq q\, V_{E,b} / 1.20 \quad \text{(B.2β)}$$

και:

$V_{0,b}$ είναι η τέμνουσα της δοκού υπό τα μη σεισμικά φορτία του συνδυασμού (4.1),

$M_{R,b1}$, $M_{R,b2}$ είναι οι ροπές αντοχής των άκρων της δοκού, κατά την φορά που ενεργοποιούνται από την σεισμική δράση,

$V_{E,b}$ είναι η σεισμική τέμνουσα της δοκού και

ℓ_b είναι το μήκος της δοκού.

B.1.3 Υποστυλώματα και δοκοί σε άκρα των οποίων δεν προβλέπεται ο σχηματισμός πλαστικής αρθρώσεως

[1] Σε δοκούς και υποστυλώματα, οι μεγάλες διαστάσεις των οποίων δεν επιτρέπουν τον σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα τους, επιτρέπεται, αντί των κανόνων της παρ. Β.1.1 ή Β.1.2, να εφαρμόζεται ο ικανοτικός κανόνας της παρ. 4.1.4.[4] με βάση τις υπεραντοχές των πιθανών θέσεων πλαστικής αρθρώσεως στους εκατέρωθεν κόμβους.

[2] Για τον σκοπό αυτό θα υπολογίζονται στους εκατέρωθεν κόμβους οι συντελεστές ικανοτικής μεγέθυνσης α_{CD} σύμφωνα με τις σχέσεις (4.6) ή (4.7). Σε κόμβους στους οποίους το άθροισμα αντοχών των δοκών υπερβαίνει το άθροισμα αντοχών των υποστυλωμάτων ($\Sigma M_{R,b} > \Sigma M_{R,c}$), θα χρησιμοποιείται το $\Sigma M_{R,c}$ αντί του $\Sigma M_{R,b}$ (βλ. παρ. 4.1.4.[4]) στην σχέση (4.6).

[3] Η τέμνουσα σχεδιασμού του στοιχείου e (υποστύλωμα ή δοκός) δεν χρειάζεται να ληφθεί μεγαλύτερη από την τιμή:

$$V_{CD,e} = V_{0,e} + \Delta V_{CD,e} \qquad \text{(B.3α)}$$

όπου:

$$\Delta V_{CD,e} = (\alpha_{CD,1} M_{E,e1} + \alpha_{CD,2} M_{E,e2}) / \ell_e \qquad \text{(B.3β)}$$

και:

$V_{0,e}$ είναι η τέμνουσα του στοιχείου υπό τα μη σεισμικά φορτία του συνδυασμού (4.1),

$\alpha_{CD,1}$, $\alpha_{CD,2}$ είναι οι συντελεστές ικανοτικής μεγέθυνσης των κόμβων των άκρων του στοιχείου, σύμφωνα με το εδάφιο [2],

$M_{E,e1}$, $M_{E,e2}$ είναι οι σεισμικές ροπές των άκρων του στοιχείου και

ℓ_e είναι το μήκος του στοιχείου.

[4] Τα προαναφερόμενα αφορούν μεμονωμένα στοιχεία μέσα στα οποία δεν είναι δυνατός ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων. Όταν ολόκληρες περιοχές του φορέα βρίσκονται εκτός του πλαστικού μηχανισμού έχει εφαρμογή η παρ. Β.2.[4].

Β.1.4 Τοιχώματα

[1] Τοιχώματα θεωρούνται κατακόρυφα στοιχεία που έχουν εν γένει επιμήκη διατομή (με λόγο μήκους προς πλάτους, $\ell/b > 4$) και διαθέτουν μεγάλη δυσκαμψία σε σύγκριση προς τα οριζόντια στοιχεία (δοκούς) με τα οποία συνδέονται σε πλαισιακή λειτουργία. Υπό οριζόντια φόρτιση τα τοιχώματα δρουν κατά κύριο λόγο σαν καμπτικοί πρόβολοι με πλήρη ή καί μερική πάκτωση στην βάση, όπου και συγκεντρώνεται η κύρια καμπτική καταπόνηση. Για την μετελαστική σεισμική απόκριση τα τοιχώματα σχεδιάζονται ικανοτικά έτσι ώστε να έχουν μία μόνον κρίσιμη περιοχή, στην θέση της μεγίστης ροπής. Λόγω της επιμήκους διατομής των τοιχωμάτων, η περίσφιγξη της κρίσιμης περιοχής μπορεί να περιοριστεί στα άκρα της διατομής τους.

[2] Η τέμνουσα σχεδιασμού της περιοχής πλαστικής άρθρωσης που είναι πιθανό να δημιουργηθεί στην θέση της μεγίστης ροπής, δηλαδή εν γένει στην βάση του τοιχώματος, θα υπολογίζεται από την καμπτική υπεραντοχή της πλαστικής άρθρωσης ως εξής:

$$V_{CD,w0} = \alpha_{CD} V_{E,w0} \quad \text{(B.4.α)}$$

με:

$$\alpha_{CD} = \gamma_{Rd} M_{R,w0} / M_{E,w0} \leq q \quad \text{(B.4.β)}$$

όπου:

γ_{Rd} είναι ο συντελεστής υπεραντοχής που θα λαμβάνεται ίσος με 1.30 για τους χάλυβες που συνήθως χρησιμοποιούνται σήμερα,

$M_{E,w0}$ και $V_{E,w0}$ είναι αντίστοιχα οι μέγιστες ροπή και τέμνουσα που προκύπτουν από την σεισμική δράση στην διατομή πλαστικής άρθρωσης (βάση) και

$M_{R,w0}$ είναι η υπολογιστική αντοχή σε κάμψη με αξονική δύναμη της ίδιας διατομής, υπολογιζόμενη σύμφωνα με την παρ. 4.1.4.[4].

[3] Στους υπόλοιπους ορόφους η τέμνουσα σχεδιασμού θα λαμβάνεται από την μέγιστη τέμνουσα που προκύπτει από την σεισμική ανάλυση πολλαπλασιασμένη επί τον συντελεστή α_{CD} της σχέσης (Β.4.β), αλλά όχι μικρότερη από το 1/3 της τέμνουσας σχεδιασμού της πλαστικής άρθρωσης, δηλαδή:

$$V_{CD,w} = \alpha_{CD} V_{E,w} \geq V_{CD,w0}/3 \quad \text{(B.5)}$$

[4] Για να περιοριστεί η μετελαστική απόκριση του τοιχώματος στην επιδιωκόμενη περιοχή πλαστικής άρθρωσης, οι ροπές σχεδιασμού σε κάθε θέση θα λαμβάνονται από τις σεισμικές ροπές πολλαπλασιασμένες επί τον συντελεστή α_{CD} της σχέσης (Β.4.β). Οι ροπές αυτές δεν θα λαμβάνονται μικρότερες από το 1/3 της υπολογιστικής αντοχής $M_{R,w0}$ της διατομής πλαστικής άρθρωσης αλλά ούτε μεγαλύτερες από $M_{R,w0}$, δηλαδή:

$$M_{CD,w} = \alpha_{CD} M_{E,w} \quad \text{(B.6α)}$$

και:

$$M_{R,w0}/3 \leq M_{CD,w} \leq M_{R,w0} \quad \text{(B.6β)}$$

Σημειώνεται ότι στην περιβάλλουσα εφελκυστικών δυνάμεων, που θα εξαχθεί από την παραπάνω περιβάλλουσα ροπών κάμψης και τις αξονικές δυνάμεις του σεισμικού συνδυασμού, θα εφαρμόζεται ο κανόνας μετατόπισης λόγω της συνύπαρξης τεμνουσών δυνάμεων, όπως ορίζεται από τον Κανονισμό για τη Μελέτη και Κατασκευή Έργων από Σκυρόδεμα. Ο διαμήκης οπλισμός του τοιχώματος θα διατηρείται σταθερός στην περιοχή της πλαστικής άρθρωσης, ενώ στην παρακείμενη περιοχή δεν χρειάζεται πρόβλεψη μεγαλυτέρου οπλισμού.

[5] Τα προαναφερόμενα ισχύουν για τοιχώματα που έχουν σταθερή διατομή σε ολόκληρο το ύψος του κτιρίου, διάταξη που πρέπει εν γένει να επιδιώκεται. Σε περίπτωση μείωσης της διατομής του τοιχώματος οι ελάχιστες τιμές,

$$V_{CD,w0}/3 \text{ και } M_{CD,w0}/3$$

που αναφέρονται στα εδάφια [3] και [4], επιτρέπεται να πολλαπλασιάζονται επί τον λόγο $(J_w/J_{w0})^{1/3}$, όπου J_w και J_{w0} είναι οι ροπές αδρανείας των διατομών του τοιχώματος στην εξεταζόμενη θέση και στην πλαστική άρθρωση αντίστοιχα.

B.2 ΕΞΑΣΦΑΛΙΣΗ ΕΠΑΡΚΟΥΣ ΤΟΠΙΚΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ ΣΤΙΣ ΘΕΣΕΙΣ ΠΛΑΣΤΙΚΩΝ ΑΡΘΡΩΣΕΩΝ

[1] Σε πλαστικές αρθρώσεις στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα πρέπει να εξασφαλίζεται η πλάστιμη συμπεριφορά της θλιβόμενης ζώνης. Αυτό απαιτεί την λήψη ειδικών μέτρων όταν, η επίτευξη της απαιτούμενης καμπυλότητας στην πλαστική άρθρωση δεν είναι δυνατή με ανηγμένη βράχυνση του σκυροδέματος μικρότερη από την οριακή τιμή $\varepsilon_{cu} = 0.35\%$.

Όταν η θλιβόμενη ζώνη έχει μεγάλο βάθος τα μέτρα μπορούν να περιοριστούν μέχρι το βάθος στο οποίο η βράχυνση έχει τιμή $0.50\varepsilon_{cu}$. Τέτοια μέτρα καθορίζονται από τον Κανονισμό για την Μελέτη και Κατασκευή Έργων από Σκυρόδεμα και είναι:

- σε υποστυλώματα, η περίσφιξη του σκυροδέματος με εγκάρσιο οπλισμό και
- σε δοκούς ο περιορισμός του ποσοστού του εφελκυόμενου οπλισμού.

[2] Σε κόμβους πλαισίων που γειτνιάζουν με πλαστικές αρθρώσεις πρέπει να εξασφαλίζεται επαρκής αγκύρωση, στο σώμα του κόμβου, των ράβδων του οπλισμού που προορίζονται να βρεθούν σε συνθήκες διαρροής, όπως καθορίζεται από τον Κανονισμό για την Μελέτη και Κατασκευή Έργων από Σκυρόδεμα.

[3] Στις περιοχές πιθανών πλαστικών αρθρώσεων συνιστάται να μη γίνεται σύνδεση των διαμήκων ράβδων με παράθεση. Αυτό πρέπει να αποφεύγεται οπωσδήποτε στις βάσεις των τοιχωμάτων.

[4] Σε περιοχές του φορέα στις οποίες κατά την σεισμική απόκριση αποκλείεται ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων, δεν απαιτείται η εξασφάλιση αυξημένης τοπικής

πλαστιμότητας και η διενέργεια των ελέγχων αποφυγής ψαθυρών μορφών αστοχίας γίνεται με ικανοτική ένταση που προκύπτει από την σεισμική με πολλαπλασιασμό επί τον συντελεστή α_{CD} της πλησιέστερης πιθανής πλαστικής άρθρωσης. Τέτοιες περιοχές είναι π.χ. τα υποστυλώματα και οι δοκοί υπογείων ορόφων στους οποίους οι σεισμικές δράσεις αναλαμβάνονται ουσιαστικά από τα περιμετρικά τοιχώματα και εξασφαλίζεται ότι η ένταση όλων των στοιχείων παραμένει στην ελαστική περιοχή. Στις περιοχές αυτές οι ικανοτικοί έλεγχοι διατμητικής αστοχίας καθώς και οι απαιτήσεις αυξημένης πλαστιμότητας μπορούν εν γένει να περιοριστούν στα κατακόρυφα και οριζόντια στοιχεία της οροφής του Α' υπογείου.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ

ΕΙΔΙΚΟΙ ΚΑΝΟΝΕΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΓΙΑ ΦΕΡΟΝΤΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ

Γ.1 ΘΛΙΒΟΜΕΝΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

[1] Στις περιοχές πιθανών και ενδεχομένων πλαστικών αρθρώσεων διατομών από χάλυβα πρέπει να αποφεύγεται ο τοπικός λυγισμός των τοιχωμάτων με περιορισμό, προς τα άνω, του λόγου πλάτους προς πάχος (b/t). Ο περιορισμός αυτός εξαρτάται από τον συντελεστή συμπεριφοράς που έχει επιλεγεί (q), ανάλογα με τις τιμές του οποίου οι διατομές κατατάσσονται στις κατηγορίες Α, Β και Γ, όπως φαίνεται στον Πίνακα 1.

Γ.2 ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

[1] Σε εφελκυόμενα στοιχεία, ο λόγος της καθαρής διατομής, σε θέσεις οπών κοχλιών, προς την πλήρη διατομή δεν πρέπει να είναι μικρότερος από την τιμή

$$A_{net} / A = 1.262 f_y / f_u$$

όπου f_y είναι το όριο διαρροής και f_u η οριακή εφελκυστική αντοχή του χρησιμοποιούμενου χάλυβα.

Αυτό μπορεί να απαιτήσει την ενίσχυση της περιοχής των οπών με πρόσθετα συγκολλητά ελάσματα.

Γ.3 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ

[1] Συνδέσεις σε περιοχές πλαστικών αρθρώσεων πρέπει να έχουν επαρκή υπεραντοχή ώστε να περιορίζουν την διαρροή στα πλάστιμα μέλη. Στους σχετικούς ελέγχους, θα λαμβάνεται η ανώτερη τιμή της τάσεως διαρροής του πιθανού πλάστιμου μέλους (δηλαδή του ασθενέστερου).

[2] Συνδέσεις σε περιοχές πλαστικών αρθρώσεων που έχουν γίνει με εσωρραφές πλήρους διείσδυσης, θεωρούνται ότι ικανοποιούν το παραπάνω κριτήριο υπεραντοχής.

[3] Συνδέσεις συγκολλητές με εξωρραφές ή συνδέσεις κοχλιωτές πρέπει να ικανοποιούν τη σχέση:

$$R_d \geq 1.20 R_{fy} \qquad (Γ.1)$$

όπου R_d οριακή αντοχή της σύνδεσης, R_{fy} η αντοχή διαρροής του πλάστιμου μέλους.

[4] Σε κοχλιωτές συνδέσεις καθοριστική πρέπει να είναι η αστοχία σε σύνθλιψη άντυγας των οπών και όχι η αστοχία σε διάτμηση των κοχλιών.

ΠΙΝΑΚΑΣ 1: Όρια των λόγων b/t για θλιβόμενα τμήματα των διατομών για διάφορες κατηγορίες διατομών.

Διατομή	**Κατανομή Τάσεων** (θλίψη θετική)	**Κατηγορία Διατομής**		
		A q ≥ 4	**B** 4 ≥ q ≥ 2	**Γ** 2 > q
Ορθογ. κοίλη διατομή (b, t)	Θλίψη (+)			
		33ε	38ε	42ε
Σωληνωτή διατομή (b, t)	Θλίψη Κάμψη Θλίψη + Κάμψη	$50\varepsilon^2$	$70\varepsilon^2$	$90\varepsilon^2$
Κορμοί διατομών Ι, κορμοί & πέλματα συγκολλητών διατομών (b)	Πλαστική κατανομή (−, +) Ελαστική κατανομή (−, +)	66ε	78ε	90ε

	Θλίψη	33ε	39ε	41ε
	Συνδ. κάμψης και θλίψης Πλαστική κατανομή / Ελαστική κατανομή	$\frac{33}{\alpha}\varepsilon$	$\frac{39}{\alpha}\varepsilon$	$\frac{41}{\alpha}\varepsilon$
Προεξέχοντα πέλματα συγκολ. κιβωτ. διατομών ή πέλματα διατομών Ι	Θλίψη	9ε	10ε	12ε
	Συνδ. κάμψης και θλίψης	$\frac{9}{\alpha}\varepsilon$	$\frac{10}{\alpha}\varepsilon$	$\frac{12}{\alpha}\varepsilon$
	Συνδ. κάμψης και θλίψης	$\frac{9}{\alpha\sqrt{\alpha}}\varepsilon$	$\frac{10}{\alpha\sqrt{\alpha}}\varepsilon$	$\frac{12}{\alpha\sqrt{\alpha}}\varepsilon$
Πέλματα διατομών Ι	Θλίψη	20ε	22ε	26ε

Γενικώς: $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$

Το α στον παρονομαστή είναι καθαρός αριθμός μικρότερος του 1 (ή ίσος) και παριστά τον λόγο του μήκους του θλιβομένου τμήματος (+) προς το ολικό μήκος του στοιχείου.

f_y	235	275	355
ε	1.00	0.92	0.81

Γ.4 ΠΛΑΙΣΙΑ

Γ.4.1 Αποφυγή Σχηματισμού Μηχανισμού Ορόφου

[1] Εφαρμόζονται οι διατάξεις των παρ. 4.1.4.1 και 4.1.4.2 του Αντισεισμικού Κανονισμού.

Γ.4.2 Δοκοί

[1] Θα γίνεται έλεγχος έναντι πλευρικού καμπτικού ή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού των δοκών θεωρώντας ότι στο ένα άκρο έχει αναπτυχθεί καμπτική πλαστική άρθρωση.

[2] Για να εξασφαλιστεί η ελάχιστη απαιτούμενη αντοχή και επαρκής πλαστιμότητα στροφής στις θέσεις πλαστικών αρθρώσεων πρέπει να ικανοποιούνται οι ακόλουθες συνθήκες:

$$M_s / M_{pd} \leq 1.00 \quad (\Gamma.2.1)$$

$$N_s / N_{pd} \leq 0.15 \quad (\Gamma.2.2)$$

$$(V_o + V_M) / V_{Pd} \leq 0.50 \quad (\Gamma.2.3)$$

όπου:

M_s είναι η μέγιστη ροπή που προκύπτει από τους σεισμικούς συνδυασμούς,

N_s είναι η αντίστοιχη αξονική δύναμη,

N_{pd}, M_{pd}, V_{Pd} είναι οι οριακές υπολογιστικές αντοχές αξονικής, ροπής και τέμνουσας της διατομής στη θέση πλαστικής άρθρωσης,

V_o είναι η τέμνουσα της δοκού θεωρούμενης ως αμφιερείστου στη θέση πλαστικής άρθρωσης,

$V_M = (M_{RA} + M_{RB}) / \ell$ η τέμνουσα που αντιστοιχεί στην οριακή καμπτική αντοχή των άκρων της δοκού υπολογιζόμενη με την ανώτερη τιμή της τάσης διαρροής και

ℓ είναι το άνοιγμα της δοκού.

[3] Οι συνδέσεις της δοκού στα υποστυλώματα πρέπει να ικανοποιούν τις απαιτήσεις της παρ. Γ.3. με θεώρηση της οριακής αντοχής σε κάμψη M_{pd} της διατομής πλαστικής άρθρωσης και τέμνουσα δύναμη ίση με $V_o + V_M$ όπως καθορίστηκε προηγουμένως.

Γ.4.3 Υποστυλώματα

[1] Τα υποστυλώματα ελέγχονται σε κάμψη με ορθή δύναμη σύμφωνα με την παρ. 4.1.4.1 του Αντισεισμικού Κανονισμού.

[2] Η δυσμενέστερη τέμνουσα του υποστυλώματος από τους σεισμικούς συνδυασμούς πρέπει να ικανοποιεί την συνθήκη:

$$V / V_{pd} \leq 0.50 \quad (\Gamma.3.1)$$

[3] Σε κόμβο σύνδεσης δοκού με υποστύλωμα, η τέμνουσα δύναμη φατνώματος κορμού το οποίο περιβάλλεται και στις 4 πλευρές από πέλματα των συνδεομένων στοιχείων ή από επεκτάσεις τους, αρκεί να ικανοποιεί την συνθήκη:

$$V / V_{pd} \leq 1.00 \quad (\Gamma.3.2)$$

[4] Συνδέσεις επέκτασης των υποστυλωμάτων θα σχεδιάζονται με αντοχή που υπερβαίνει εκείνη των συνδεομένων στοιχείων.

Γ.5 ΔΙΚΤΥΩΤΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΧΩΡΙΣ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ

Γ.5.1 Δράση και Πλάστιμα Στοιχεία

[1] Σε δικτυωτούς συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα η ανάληψη των οριζοντίων δυνάμεων γίνεται κυρίως από ράβδους επιπονούμενες σε αξονική δύναμη. Πλάστιμα στοιχεία σε τέτοιους συνδέσμους είναι κατά κύριο λόγο οι εφελκυόμενες διαγώνιοι.

[2] Δικτυωτοί σύνδεσμοι κατάλληλοι για την ανάληψη σεισμικών δυνάμεων ανήκουν στους ακόλουθους 2 τύπους:

- **Διαγώνιοι σύνδεσμοι.** Στον τύπο αυτό οι οριζόντιες δυνάμεις εναλλασσόμενης φοράς αναλαμβάνονται συνήθως μόνο από τις εκάστοτε εφελκυόμενες διαγωνίους, ενώ αγνοείται η συμμετοχή των θλιβομένων διαγωνίων (που δεν ελέγχονται σε θλίψη). Οι διαγώνιοι αντίθετης δράσης μπορούν να βρίσκονται στο ίδιο φάτνωμα (σύνδεσμοι τύπου X) ή σε διαφορετικό φάτνωμα. Στην τελευταία περίπτωση το μέγεθος $A\cos\varphi$ (όπου A η διατομή και φ η γωνία κλίσης της διαγωνίου ως προς την οριζόντιο) δεν πρέπει να μεταβάλλεται περισσότερο από 10% μεταξύ 2 αντιθέτων διαγωνίων του ίδιου ορόφου.
- **Σύνδεσμοι τύπου V ή Λ.** Στον τύπο αυτό η συμμετοχή της θλιβομένης διαγωνίου είναι απαραίτητη για την ανάληψη των οριζοντίων δυνάμεων. Οι διαγώνιοι μπορούν να έχουν μορφή V ή Λ και το κοινό σημείο τους βρίσκεται στο άνοιγμα του ζυγώματος χωρίς να διακόπτει την στατική του συνέχεια.

[3] Σύνδεσμοι τύπου K, με σημείο τομής των διαγωνίων σε ενδιάμεσο σημείο του ύψους των υποστυλωμάτων, απαιτούν την συμμετοχή του υποστυλώματος στον μηχανισμό διαρροής και προκαλούν εξαιρετικά δυσμενείς επιρροές 2ας τάξεως, με συνέπεια να μην προσφέρουν δυνατότητα πλάστιμης συμπεριφοράς (q = 1,0). Η χρήση τους επιτρέπεται μόνο σε περιοχές σεισμικότητας I και για κατασκευές σπουδαιότητας Σ1.

Γ.5.2 Διαγώνιοι

[1] Οι διαγώνιοι θα ικανοποιούν την συνθήκη

$$N_s / N_{pd} \leq 1.00 \quad (\Gamma.4)$$

όπου:

N_s είναι η μέγιστη εφελκυστική δύναμη που προκύπτει από τους σεισμικούς συνδυασμούς και

N_{pd} είναι η υπολογιστική οριακή αντοχή σε εφελκυσμό.

Επίσης θα ικανοποιούν τις συνθήκες των παρ. Γ.2 και Γ.3 του παρόντος.

[2] Η ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$ των διαγωνίων πρέπει να περιορίζεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{Af_y / N_{cr}} \leq 1.50 \qquad (\Gamma.5)$$

όπου:

A είναι το εμβαδόν της διατομής,

f_y είναι το όριο διαρροής και

$N_{cr} = \pi^2 EI/\ell^2$ είναι το ιδεατό κρίσιμο φορτίο Euler της διαγωνίου.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Η παραπάνω σχέση $\bar{\lambda} \leq 1.50$ είναι ισοδύναμη με λυγηρότητα $\lambda \leq 140$ για χάλυβα S235, $\lambda \leq 129$ για χάλυβα S275 και $\lambda \leq 114$ για χάλυβα S355, πρέπει δε να εφαρμόζεται και στην περίπτωση διαγωνίων συνδέσμων τύπου Χ στους οποίους η σεισμική τέμνουσα θεωρείται ότι αναλαμβάνεται εξ ολοκλήρου από τις εκάστοτε εφελκυόμενες διαγωνίους. Η παραπάνω σχέση (Γ.5) θα εφαρμόζεται ακόμη και στην περίπτωση εφαρμογής της παρ. 4.1.4.[5] κατά την οποία δεν απαιτείται η ικανοποίηση των κανόνων εφαρμογής του παρόντος Παραρτήματος Γ.

Γ.5.3 Υποστυλώματα και Δοκοί

[1] Τα υποστυλώματα και οι δοκοί κάθε ορόφου θα ελέγχονται σε λυγισμό υπό την επίδραση του σεισμικού συνδυασμού (4.1) αλλά με τα μεγέθη σεισμικής έντασης πολλαπλασιασμένα επί συντελεστή ικανοτικής μεγέθυνσης:

$$\alpha_{cd} = (1.20 N_{Pdi} - N_{vdi}) / N_{Edi} \leq q$$

όπου:

N_{Pdi} είναι η υπολογιστική αντοχή της εφελκυομένης διαγωνίου του ορόφου,

N_{vdi} είναι η εφελκυστική δύναμη της ιδίας διαγωνίου υπό την επίδραση των μη σεισμικών δράσεων του σεισμικού συνδυασμού (κατά κανόνα $N_{vdi} = 0$) και

N_{Edi} είναι η εφελκυστική δύναμη της διαγωνίου μόνον υπό τη σεισμική δράση του συνδυασμού (4.1).

[2] Οι οριζόντιες δοκοί δικτυωτών συνδέσμων μορφής V ή Λ πρέπει να υπολογίζονται έτσι ώστε να μπορούν να παραλάβουν, τα κατακόρυφα φορτία χωρίς να ληφθεί υπόψη η ενδιάμεση στήριξη από τις διαγωνίους.

Γ.6 ΔΙΚΤΥΩΤΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΜΕ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ

Γ.6.1 Δράση και Πλάστιμα Στοιχεία

[1] Το βασικό χαρακτηριστικό αυτών των συνδέσμων είναι ότι η σύνδεση του ενός τουλάχιστον άκρου της κάθε διαγωνίου με το ζύγωμα γίνεται με εκκεντρότητα ως προς τον αντίστοιχο κόμβο (υποστυλώματος-ζυγώματος ή ετέρας διαγωνίου-ζυγώματος). Το τμήμα του ζυγώματος που αποτελεί την έκκεντρη σύζευξη ονομάζεται «δοκός σύζευξης» και υπόκειται σε μεγάλη διατμητική και καμπτική καταπόνηση από οριζόντια φορτία. Στο τμήμα αυτό είναι συνεπώς ευκολότερο να συγκεντρωθούν οι απαιτήσεις πλαστιμότητας.

[2] Ο μηχανισμός διαρροής της δοκού σύζευξης εξαρτάται από τον λόγο του μήκους της I_c προς το μήκος

$$I_0 = 2M_{pc} / V_{pc}$$

όπου M_{pc} και V_{pc} η αντοχή σε κάμψη και διάτμηση της διατομής της δοκού σύζευξης.

Όταν $I_c / I_o \leq 0.80$ αναπτύσσεται κυρίως διατμητική διαρροή (διατμητική πλαστική άρθρωση).

Όταν $I_c / I_o \geq 1.30$ η διαρροή είναι κυρίως καμπτική (ζεύγος καμπτικών πλαστικών αρθρώσεων).

Στην ενδιάμεση περιοχή η διαρροή είναι σύμμικτη. Σε όλες τις περιπτώσεις υπάρχει δυνατότητα μεγάλης πλαστιμότητας.

[3] Οι δοκοί σύζευξης πρέπει να υπολογίζονται και να μορφώνονται έτσι ώστε να παρέχουν επαρκή πλαστιμότητα. Τα άλλα στοιχεία (στύλοι, διαγώνιοι και υπόλοιπο τμήμα των ζυγωμάτων) πρέπει να ελέγχονται με ικανοτικό σχεδιασμό, ώστε η διαρροή να περιορίζεται στις δοκούς σύζευξης.

Γ.6.2 Δοκοί Σύζευξης

[1] Οι διατομές των δοκών σύζευξης πρέπει να είναι κατηγορίας Α, σύμφωνα με τον Πίνακα 1. Στους κορμούς δεν επιτρέπεται η τοποθέτηση ελασμάτων ενίσχυσης, ούτε η διάνοιξη οπών.

[2] Τα άκρα των δοκών σύζευξης πρέπει να ενισχύονται με αμφίπλευρες νευρώσεις καθ' όλο το ύψος του κορμού. Το πάχος των νευρώσεων αυτών πρέπει να είναι τουλάχιστον ίσο προς 0,75 t_w ή 10 mm.

[3] Όταν $I_c/I_o \leq 1.40$ απαιτείται διάταξη και ενδιάμεσων νευρώσεων. Οι ενδιάμεσες νευρώσεις πρέπει να καταλαμβάνουν ολόκληρο το ύψος του κορμού, ώστε να εξασφαλίζουν τον κορμό και τα πέλματα από λυγισμό, επιτρέπεται δε να είναι μονόπλευρες σε δοκούς ύψους μέχρι 600 mm. Η μέγιστη απόσταση μεταξύ διαδοχικών νευρώσεων θα λαμβάνεται ίση με:

$56t_w - d/5$ για $I_c/I_o \geq 1.15$

ή $38t_w - d/5$ για $I_c/I_o \leq 0.80$.

Για τιμές I_c/I_o μεταξύ των προηγουμένων ορίων θα γίνεται γραμμική παρεμβολή.

[4] Οι αντοχές των δοκών σύζευξης σε αξονική δύναμη, ροπή κάμψεως και τέμνουσα δύναμη δίδονται από τις παρακάτω σχέσεις:

$$N_{pc} = 2b_f t_f f_y + h_w t_w f_y \quad (Γ.6.1)$$

$$M_{pc} = b_f t_f (h_w + t_f) f_y + 0.25 t_w h_w^2 f_y \quad (Γ.6.2)$$

$$V_{pc} = h_w t_w f_y / \sqrt{3} \quad (Γ.6.3)$$

όπου:

b_f και t_f είναι, αντίστοιχα, το πλάτος και το πάχος των πελμάτων,

h_w και t_w είναι, αντίστοιχα, το ύψος και το πάχος των κορμών και

f_y είναι το όριο διαρροής

[5] Δοκοί σύζευξης με μηχανισμό καμπτικών πλαστικών αρθρώσεων, διαστασιολογούνται όπως οι δοκοί των πλαισίων (βλ. παρ. 4.2).

[6] Δοκοί σύζευξης με μηχανισμό διατμητικών πλαστικών αρθρώσεων, πρέπει να ικανοποιούν τις ακόλουθες συνθήκες:

$$N_{sc}/N_{pc} \leq 0.10 \quad (Γ.7.1)$$

$$M_{sc}/M_{pc} \leq 0.70 \quad (Γ.7.2)$$

$$V_{sc}/V_{pc} \leq 1.00 \quad (Γ.7.3)$$

όπου:

N_{sc}, M_{pc}, V_{sc} η αξονική, ροπή και τέμνουσα όπως προκύπτουν από τους σεισμικούς συνδυασμούς για max V_{sc}.

Γ.6.3 Υποστυλώματα και Διαγώνιοι

[1] Θα ελέγχονται σε κάμψη και λυγισμό με τις δράσεις που ορίζονται στην παρ. 5.3 με ικανοτικό συντελεστή:

$$\alpha_{cd} = 1.20 \min(V_{pdi} / V_{sdi}, M_{pdi} / M_{sdi}) \quad (Γ.8)$$

όπου:

V_{sdi}, M_{sdi} είναι, αντίστοιχα, η τέμνουσα και η ροπή από το σεισμικό συνδυασμό στην πλαστική άρθρωση (δοκό σύζευξης) του ίδιου ορόφου και

V_{pdi}, M_{pdi} είναι οι αντίστοιχες οριακές αντοχές της διατομής της δοκού σύζευξης.

Γ.7 ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΑ – ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΙ ΔΙΚΤΥΩΤΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ

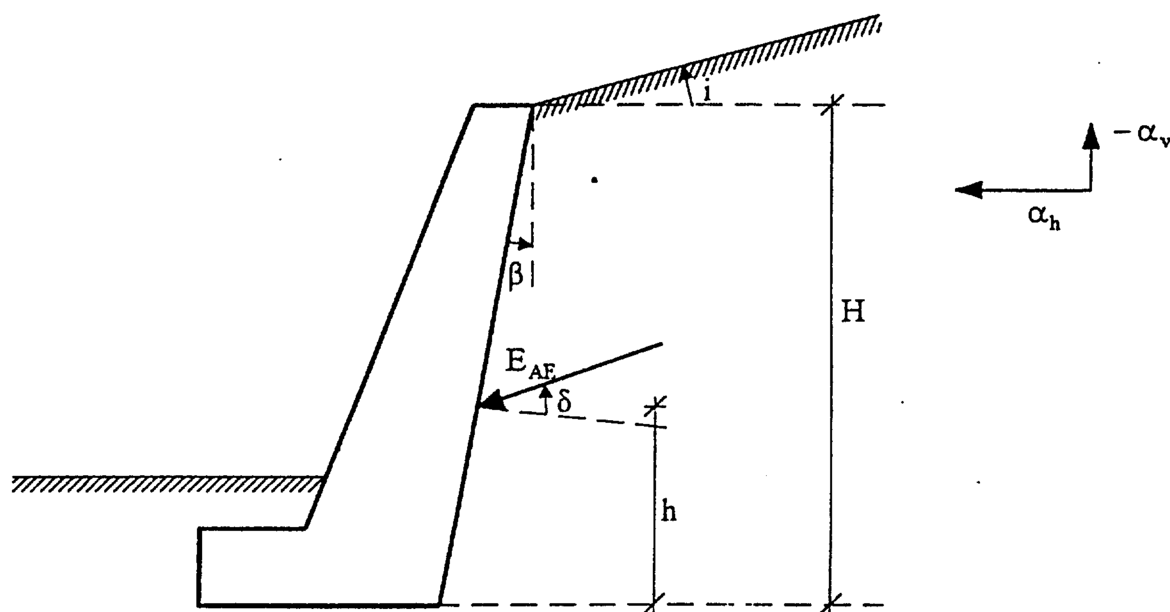
[1] Τα διαφράγματα ή οι οριζόντιοι δικτυωτοί σύνδεσμοι πρέπει να εξασφαλίζουν την μεταφορά των σεισμικών δυνάμεων στους κατακόρυφους φορείς (κατακόρυφους συνδέσμους ή/ και πλαίσια) με επαρκή υπεραντοχή ώστε αφενός μεν να επιτυγχάνεται ο περιορισμός των πλαστικών αρθρώσεων στις προβλεπόμενες θέσεις, αφετέρου δε να υπάρχει δυνατότητα ανακατανομής των δυνάμεων που είναι απαραίτητη, επειδή οι κατακόρυφοι φορείς δεν εισέρχονται σύγχρονα στο μετελαστικό στάδιο.

[2] Κατά κανόνα η προηγούμενη απαίτηση καλύπτεται αν τα μέλη των οριζοντίων συνδέσμων ελεγχθούν με τις δράσεις που προκύπτουν από τους σεισμικούς συνδυασμούς πολλαπλασιασμένες επί συντελεστή μεγεθύνσεως α = 1.50.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Δ

ΩΘΗΣΗ ΣΕ ΤΟΙΧΟΥΣ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΔΙΑΡΚΕΙΑ ΣΕΙΣΜΟΥ

Μέθοδος Mononobe-Okabe



Σχήμα Δ.1: Τοίχος αντιστήριξης

[1] Η συνολική ενεργητική ώθηση E_{AE}, από την δράση της βαρύτητας και την σεισμική δράση $\{\alpha_h, -\alpha_v\}$, είναι:

$$E_{AE} = 0.5 \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1-\alpha_v) \cdot K_{AE}$$

όπου:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi-\theta-\beta)}{\cos\theta \cdot \cos^2\beta \cdot \cos(\delta+\beta+\theta)\left[1+\sqrt{\dfrac{\sin(\varphi+\delta)\cdot\sin(\varphi-\theta-i)}{\cos(\delta+\beta+\theta)\cdot\cos(i-\beta)}}\right]^2},$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{\alpha_h}{1-\alpha_v}\right),$$

γ είναι το ειδικό βάρος του εδάφους,

α_h και α_v είναι αντίστοιχα ο οριζόντιος και ο κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής,

Η είναι το ύψος του τοίχου,

β είναι η γωνία της παρειάς του τοίχου ως προς την κατακόρυφη,

i είναι η γωνία της επιφάνειας του εδάφους ως προς την οριζόντια (β και i με την προσήμανση του Σχήματος Δ.1),

φ είναι η γωνία διατμητικής αντοχής (εσωτερικής τριβής) του εδάφους και

δ είναι η γωνία τριβής μεταξύ τοίχου και εδάφους.

[2] Όταν στην σχέση (Δ.2) η τιμή του $\sin(\varphi-\theta-i)$ προκύπτει αρνητική, επιτρέπεται να λαμβάνεται ίση με 0.

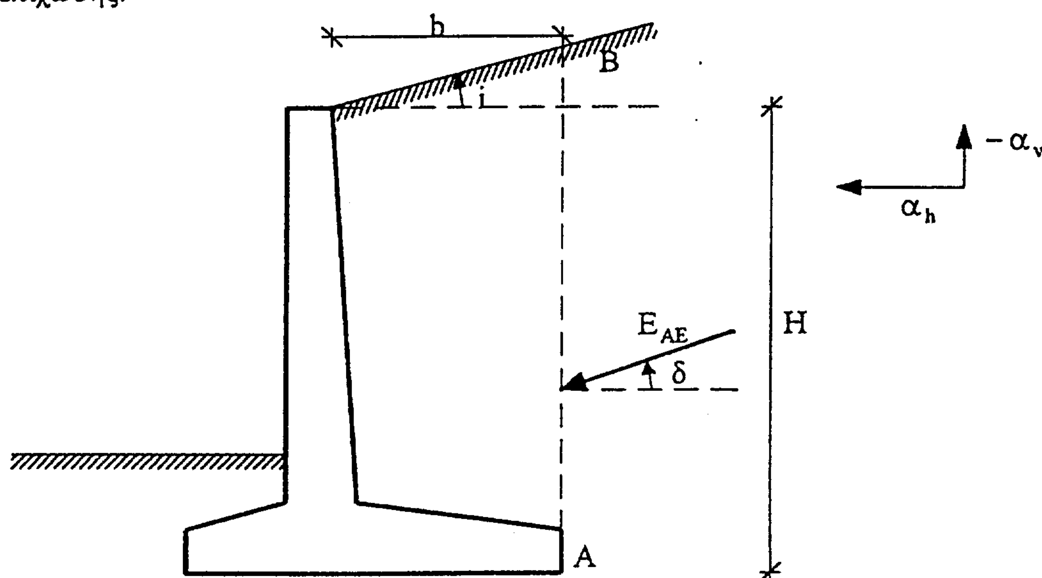
[3] Αν δεν γίνει ακριβέστερη εκτίμηση, το ύψος εφαρμογής h της συνισταμένης των ωθήσεων επιτρέπεται να λαμβάνεται από την σχέση:

$$h/H=0.40 \qquad (\Delta.4)$$

[4] Η αντίστοιχη έκφραση για την παθητική ώθηση, που αναπτύσσεται όταν ο τοίχος κινείται προς την επίχωση, είναι η ακόλουθη:

$$K_{PE}=\frac{\cos^2(\varphi-\theta+\beta)}{\cos\theta\cdot\cos^2\beta\cdot\cos(\delta-\beta+\theta)\left[1+\sqrt{\dfrac{\sin(\varphi+\delta)\cdot\sin(\varphi-\theta+i)}{\cos(\delta-\beta+\theta)\cdot\cos(i-\beta)}}\right]^2} \qquad (\Delta.5)$$

[5] Σε τοίχους μορφής L (με $b\geq H/3$), αν δεν γίνει ακριβέστερη ανάλυση, η ενεργητική ώθηση θα λαμβάνεται δρώσα στο κατακόρυφο επίπεδο ΑΒ που διέρχεται από την πίσω ακμή του θεμελίου, με παραδοχή $\delta=i$. Στην περίπτωση αυτή θα λαμβάνονται υπόψη, εκτός από τις δυνάμεις βαρύτητας, και οι αδρανειακές δυνάμεις (με επιταχύνσεις α_h, $-\alpha_v$) που δρουν στο σώμα του τοίχου καθώς και στο πρίσμα γαιών που υπέρκειται του θεμελίου προς την πλευρά της επίχωσης.



Σχήμα Δ.2: Τοίχος αντιστήριξης μορφής L

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ε

ΕΙΔΙΚΟΙ ΚΑΝΟΝΕΣ ΓΙΑ ΠΡΟΣΘΗΚΕΣ ΣΕ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΑ ΚΤΙΡΙΑ

[1] Στις περιπτώσεις προσθηκών, που δεν είναι στατικά ανεξάρτητες από το υφιστάμενο κτίριο (π.χ. προσθήκες καθ' ύψος), η αντισεισμική μελέτη και γενικά ο σχεδιασμός που αφορά το τμήμα της προσθήκης και τις τυχόν απαιτούμενες ενισχύσεις του υφισταμένου κτιρίου, γίνονται σύμφωνα με το σύνολο των διατάξεων του παρόντος Κανονισμού (Ε.Α.Κ.), με τις εξαιρέσεις που αναφέρονται στις επόμενες παραγράφους.

Ο έλεγχος του υφισταμένου κτιρίου, όταν γίνεται σύμφωνα με τις διατάξεις του παρόντος κανονισμού, επιτρέπεται να περιορίζεται στην ικανοποίηση των κριτηρίων αποφυγής κατάρρευσης και ειδικώτερα στην ικανοποίηση των απαιτήσεων των παρ. 4.1.2 και 4.1.3 του παρόντος, που αφορούν τις Δράσεις Υπολογισμού και τους Ελέγχους Αντοχής.

[2] Τα υφιστάμενα κτίρια διακρίνονται στις εξής κατηγορίες, ανάλογα με το πως έχει κατασκευαστεί ο φέρων οργανισμός τους:

Κατηγορία Α: Χωρίς εγκεκριμένη αντισεισμική μελέτη, ή κατά την κατασκευή τους δεν έχει εφαρμοστεί η εγκεκριμένη αντισεισμική μελέτη τους.

Κατηγορία Β: Με εγκεκριμένη αντισεισμική μελέτη, που έχει εκπονηθεί σύμφωνα με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του Β.Δ. της 19/26.2.1959 (ΦΕΚ 36/Α) "Περί αντισεισμικού κανονισμού οικοδομικών έργων".

Κατηγορία Γ: Με εγκεκριμένη αντισεισμική μελέτη, που έχει εκπονηθεί με τον αντισεισμικό κανονισμό του Β.Δ. της 19/26.2.1959 (ΦΕΚ 36/Α), όπως αυτός τροποποιήθηκε με: 1) την απόφαση ΕΔ2α/01/44/ΦΝ275/4.4.84 (ΦΕΚ 239/Β) "Τροποποίηση και συμπλήρωση του Β.Δ. της 19/26.2.1959" και 2) την απόφαση ΕΔ2γ/01/94/ΦΝ275/30.9.85 (ΦΕΚ 587/Β) "Αντικατάσταση του άρθρου 12 του Β.Δ. της 19/26.2.1959".

Κατηγορία Δ: Με εγκεκριμένη αντισεισμική μελέτη που έχει εκπονηθεί με τον κανονισμό της απόφασης Δ17α/08/32/ΦΝ275/30.9.92 (ΦΕΚ 613/Β) "Νέος Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός".

[3] Εξαιρέσεις από την απαίτηση ελέγχου του υφισταμένου κτιρίου με τον παρόντα Ε.Α.Κ.:

Ανάλογα με τη σπουδαιότητα του κτιρίου, το μέγεθος της προσθήκης και την κατηγορία, σύμφωνα με το εδάφιο [2], του υφισταμένου κτιρίου επιτρέπονται οι παρακάτω εξαιρέσεις, μετά από σύμφωνη έγγραφη αποδοχή τους από τους ιδιοκτήτες του κτιρίου:

α). Στην περίπτωση προσθηκών σε κτίρια σπουδαιότητας Σ1 και Σ2 του πίνακα 2.3 του παρόντος Ε.Α.Κ., κατηγορίας Α,Β,Γ, του εδάφιου [2] επιτρέπεται να γίνεται ο έλεγχος του υφισταμένου κτιρίου σύμφωνα με τον κανονισμό του Β.Δ. της 19/26.2.1959 (ΦΕΚ 36/Α), όπως αυτός τροποποιήθηκε με: 1) την απόφαση ΕΔ2α/01/44/ΦΝ275/4.4.84 (ΦΕΚ 239/Β) "Τροποποίηση και συμπλήρωση του Β.Δ. της 19/26.2.1959" και 2) την απόφαση ΕΔ2γ/01/94/ΦΝ275/30.9.85 (ΦΕΚ 587/Β) "Αντικατάσταση του άρθρου 12 του Β.Δ. της 19/26.2.1959". Εάν στο υφιστάμενο κτίριο έχει εφαρμοσθεί ήδη το τροποποιημένο άρθρο 12, ο έλεγχος του υφιστάμενου κτιρίου γίνεται με τον παρόντα Ε.Α.Κ.

β). Στις περιπτώσεις προσθηκών σε υφιστάμενα κτίρια κατηγορίας Γ και Δ του εδάφιου [2] αδιακρίτως σπουδαιότητας, που το συνολικό μέγεθος του σεισμικού φορτίου (τέμνουσα βάσης) μετά την προσθήκη και τις τυχόν προβλέψεις μελλοντικών ορόφων δεν υπερβαίνει το 1.10 του αντίστοιχου σεισμικού φορτίου του υφισταμένου κτιρίου, επιτρέπεται απαλλαγή από τον αντισεισμικό έλεγχο. Ο υπολογισμός των σεισμικών φορτίων γίνεται σύμφωνα με τις διατάξεις του παρόντος Ε.Α.Κ. και η απαλλαγή αυτή ισχύει για μια μόνο φορά στη διάρκεια ζωής του κτιρίου.

γ). Στις περιπτώσεις προσθηκών σε υφιστάμενα κτίρια κατηγορίας Γ και Δ του εδάφιου [2], αδιακρίτως σπουδαιότητας, εάν οι προσθήκες προβλέπονται από τις εγκεκριμένες μελέτες τους, επιτρέπεται η απαλλαγή τους από τον αντισεισμικό έλεγχο.

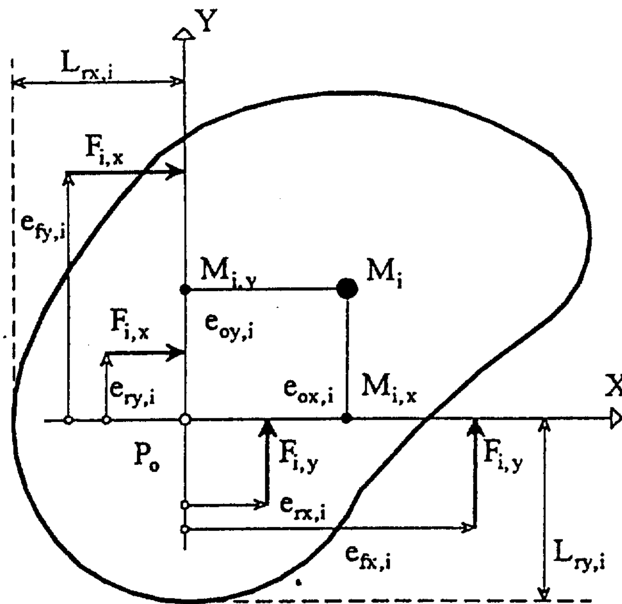
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΣΤ

ΙΣΟΔΥΝΑΜΕΣ ΣΤΑΤΙΚΕΣ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΕΣ

[1] Οι ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες των σεισμικών δυνάμεων $F_{i,x}$ και $F_{i,y}$ σε ένα κανονικό κατά το ύψος κτίριο υπολογίζονται από τις σχέσεις:

$$e_f = \frac{\rho^2}{r} \cdot R_f \geq e_o ,$$

$$e_r = \frac{\rho^2}{r} \cdot \frac{1 - D_r}{\ell_r - a_o} \leq \frac{1}{2} \cdot e_o$$



Σχήμα ΣΤ.1: Ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες.

όπου:

$$R_f = \frac{\eta\mu 2\theta}{2} \cdot \left(\frac{1}{A_1^{2n}} + \frac{1}{A_2^{2n}} - 2\varepsilon_{12} \cdot \frac{1}{A_1^{n} \cdot A_2^{n}} \right)^{1/2}$$

$$D_r = \frac{\eta\mu 2\theta}{2} \cdot \left(\frac{\delta_{r1}^2}{A_1^{2n}} + \frac{\delta_{r2}^2}{A_2^{2n}} + 2\varepsilon_{12} \cdot \frac{\delta_{r1} \cdot \delta_{r2}}{A_1^{n} \cdot A_2^{n}} \right)^{1/2}$$

και:

$$\varepsilon\varphi 2\theta = \frac{2\varepsilon_I}{\varepsilon_I^2 + \mu^2 - 1} \quad \rightarrow \quad \rightarrow \text{............γωνία } \theta, \quad \varepsilon_I = \frac{e_o}{r}, \quad \mu = \cdot$$

$A_1 = 1 - \varepsilon_o \cdot \varepsilon\varphi\theta$, $\quad A_2 = 1 + \varepsilon_o \cdot \sigma\varphi\theta$, $\quad A_2 = 1 + \varepsilon_o \cdot \sigma\varphi\theta$, $r =$ ακτίνα αδράνειας

$\delta_{r1} = \sigma\varphi\theta - \ell_r$, $\quad \delta_{r2} = \varepsilon\varphi\theta + \ell_r$, $\quad \delta_{r2} = \varepsilon\varphi\theta + \ell_r$, ... $\ell_r = \frac{L_r}{r}$

$$r_{12} = \sqrt{A_2 / A_1} \quad \rightarrow \quad \rightarrow$$

$$\varepsilon_{12} = \frac{8\zeta^2 \cdot (1 + r_{12}) \cdot r_{12}^{3/2}}{10^4 \cdot (1 - r_{12}^2)^2 + 4\zeta^2 \cdot r_{12} \cdot (1 + r_{12})^2}$$

Για τον προσδιορισμό της γωνίας θ υπολογίζεται πρώτα η οξεία γωνία α_o (θετική ή αρνητική) από τη σχέση $\varepsilon\varphi\alpha_o = 2 \cdot \varepsilon_o / \left(\varepsilon_o^2 + \mu^2 - 1\right)$ και στη συνέχεια λαμβάνεται

$\theta = \alpha_o/2$ για $\alpha_o > 0$ ή $\theta = 90^o - |\alpha_o/2|$ για $\alpha_o < 0$. Η εκκεντρότητα e_o λαμβάνεται πάντοτε με θετικό πρόσημο και οι θετικές τιμές των e_f, e_r μετρώνται από το P_o προς τις κατευθύνσεις $\overrightarrow{P_oM_i},_x$ ή $\overrightarrow{P_oM_i},_y$ των προβολών του κέντρου μάζας M_i επάνω στους κύριους άξονες x ή y.

Ειδικότερα, οι τύποι εφαρμόζονται χωριστά για κάθε κύρια διεύθυνση x ή y του κτιρίου και για κάθε διάφραγμα (i) (βλ. Σχήμα ΣΤ.1) εισάγεται:

- Η στατική εκκεντρότητα e_{oi} κατά την θεωρούμενη κύρια διεύθυνση x ή y (δηλ. $e_{ox,i}$ ή $e_{oy,i}$).
- Η ακτίνα αδράνειας r_i του διαφράγματος (i).
- Η ακτίνα δυστρεψίας ρ του κτιρίου κατά την κύρια διεύθυνση x ή y (δηλ. ρ_x ή ρ_y).
- Οι λόγοι $\varepsilon_{oi} = e_{oi}/r_i$, $\mu_i = \rho/r_i$, $\ell_{ri} = L_{ri}/r_i$ κατά την θεωρούμενη κύρια διεύθυνση x ή y (δηλ. $\varepsilon_{ox,i} = e_{ox,i}/r_i$, $\mu_{x,i} = \rho_x/r_i$, $\ell_{rx,i} = L_{rx,i}/r_i$, κλπ.).
- Η παράμετρος n=1 για $T \le T_2$ και $n = 2/3$ για $T > T_2$, όπου T η θεμελιώδης ασύζευκτη ιδιοπερίοδος του κτιρίου κατά την θεωρούμενη κύρια διεύθυνση x ή y (δηλ. T_x ή T_y).
- Το ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης ζ (σε %).

Η εκκεντρότητα e_r είναι δυνατόν να πάρει και αρνητικές τιμές σε στρεπτικά ευαίσθητα συστήματα. Οι περιορισμοί $e_f \ge e_o$ και $e_r \le \frac{1}{2} \cdot e_o$ αποβλέπουν στη μείωση των ανελαστικών μετατοπίσεων της εύκαμπτης πλευράς και των απαιτήσεων πλαστιμότητας της δύσκαμπτης πλευράς του κτιρίου.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ζ

ΕΝΔΕΙΚΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΟΥ ΟΡΙΑΚΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ ΟΡΘΟΓΩΝΙΚΗΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΣ

Ζ.1 Γενικά

[1] Για τον υπολογισμό του κατακόρυφου οριακού φορτίου (φέρουσας ικανότητας) R_{Nd}, οριζόντιας και ορθογωνικής επιφάνειας έδρασης, επιτρέπεται να χρησιμοποιούνται οι προσεγγιστικές σχέσεις που δίνονται παρακάτω. Οι σχέσεις αυτές έχουν προκύψει από τον συνδυασμό θεωρίας (πλαστικότητας) και πειραματικών αποτελεσμάτων και

ισχύουν για ομοιογενές έδαφος. Οι ακόλουθες παράμετροι επηρεάζουν εν γένει την φέρουσα ικανότητα και η επίδραση τους πρέπει να λαμβάνεται υπόψη:

- η γωνία τριβής φ' και η συνοχή c', ή η αστράγγιστη διατμητική αντοχή S_u (τιμές σχεδιασμού),
- η εκκεντρότητα $e = M/N$ και η τέμνουσα δύναμη V. Οπου N, M και V είναι αντίστοιχα η ορθή δύναμη, η ροπή και η τέμνουσα δύναμη που μεταφέρονται στο έδαφος μέσω της έδρασης (οι M και V ασκούνται εν γένει σε κάθε μία από τις δύο διευθύνσεις),
- το σχήμα, το βάθος, και η κλίση της θεμελίωσης,
- οι πιέσεις των υπογείων υδάτων και, σε περίπτωση ροής, οι υδραυλικές κλίσεις και
- η μεταβολή της αντοχής από σημείο σε σημείο, και ειδικώς η στρωματογένεια του εδάφους.

[2] Οι παράμετροι που υπεισέρχονται στον υπολογισμό που περιγράφεται εδώ είναι οι εξής :

δ	η γωνία συναφείας-τριβής στη βάση του θεμελίου (τιμή σχεδιασμού σύμφωνα με την παρ. 5.2.3.2.β.[2]),
q	η ολική πίεση επιφορτίσεως στη στάθμη της βάσης του θεμελίου,
q'	η ενεργός πίεση επιφορτίσεως στη στάθμη της βάσης του θεμελίου,
γ	το ολικό ειδικό βάρος του εδάφους,
γ'	το υπο-άνωσιν (ενεργό) ειδικό βάρος του εδάφους κάτω από τη στάθμη της θεμελίωσης $\gamma' = \gamma - \gamma_w$. Τούτο μειώνεται σε $\gamma' = \gamma - \gamma_w \cdot (1 + j)$ στην περίπτωση ροής ύδατος με υδραυλική κλίση προς τα άνω ίση με j,
$B' = B - 2 \cdot e_B$	το ενεργό πλάτος του θεμελίου, όπου e_B η εκκεντρότητα στην διεύθυνση του πλάτους B,
$L' = L - 2 \cdot e_L$	το ενεργό μήκος του θεμελίου, όπου e_L η εκκεντρότητα παράλληλα προς την διεύθυνση του μήκους $L \geq B$,
$A' = B' \cdot L'$	η ενεργός επιφάνεια του θεμελίου, η οποία ορίζεται ως η βάση της θεμελίωσης ή, στην περίπτωση έκκεντρης φόρτισης, η μειωμένη επιφάνεια του θεμελίου της οποίας το κέντρο βάρους είναι το σημείο στο οποίο εφαρμόζεται η συνισταμένη των φορτίων και
κ, ι	οι τιμές των αδιάστατων συντελεστών σχήματος του θεμελίου και της κλίσης του φορτίου αντιστοίχως. Οι δείκτες c, q και γ υποδεικνύουν τις επιρροές λόγω συνοχής, επιφόρτισης και βάρους του εδάφους. Οι συντελεστές αυτοί ισχύουν μόνο όταν οι διατμητικές παράμετροι είναι ανεξάρτητες της διεύθυνσης.

Z.2 ΦΟΡΤΙΣΗ ΑΡΓΙΛΩΔΩΝ ΕΔΑΦΩΝ ΥΠΟ ΑΣΤΡΑΓΓΙΣΤΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ

[1] Το οριακό αξονικό φορτίο R_{Nd} (φέρουσα ικανότητα) υπό την ταυτόχρονη παρουσία V καί M υπολογίζεται από τη σχέση :

$$R_{Nd} / A' = (2+\pi) \cdot S_u \cdot \kappa_c \cdot \iota_c + q \quad \text{(Z.1)}$$

με τις ακόλουθες τιμές των αδιάστατων συντελεστών για :

- το σχήμα του θεμελίου :

$$\kappa_c = 1 + 0.2 \cdot (B'/L') \quad \text{(Z.2)}$$

- την κλίση του φορτίου, η οποία προκαλείται από την τέμνουσα V :

$$\iota_c = 0.5 \cdot \left(1 + \sqrt{1 - V/A' \cdot S_u}\right) \quad \text{(Z.3)}$$

- Για σύγχρονη δράση τεμνουσών στις δύο διευθύνσεις εφαρμόζεται η γραμμική παρεμβολή, που ορίζεται στο τέλος της επομένης παραγράφου, σε τιμές ι_c που λαμβάνονται από την σχέση (Z.3) σε κάθε μία από τις δύο διευθύνσεις.

Z.3 ΦΟΡΤΙΣΗ ΧΩΡΙΣ ΑΝΑΠΤΥΞΗ ΥΔΑΤΙΚΩΝ ΥΠΕΡΠΙΕΣΕΩΝ ΠΟΡΩΝ ΣΤΟ ΕΔΑΦΟΣ

[1] Το οριακό αξονικό φορτίο R_{Nd} (φέρουσα ικανότητα) υπό την ταυτόχρονη παρουσία V καί M υπολογίζεται από τη σχέση :

$$R_{Nd} / A' = c' \cdot N_c \cdot \kappa_c \cdot \iota_c + q' \cdot N_q \cdot \kappa_q \cdot \iota_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot \kappa_\gamma \cdot \iota_\gamma \quad \text{(Z.4)}$$

με τις ακόλουθες τιμές των αδιάστατων συντελεστών για :

- την **εδαφική αντίσταση** ομοιογενούς εδάφους :

$$N_q = e^{\pi \tan\varphi'} \tan^2(45 + \varphi'/2) \quad \text{(Z.5.α)}$$

$$N_c = (N_q - 1)/\tan\varphi' \quad \text{(Z.5.β)}$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1)/\tan\varphi' \quad \text{(Z.5.γ)}$$

με την προϋπόθεση $\delta \geq \varphi'/2$ (τραχεία έδραση).

- το **σχήμα** του θεμελίου :

$$\kappa_q = 1 + (B'/L') \tan\varphi' \quad \text{(Z.6.α)}$$

$$\kappa_\gamma = 1 - 0.3\,(B'/L') \quad \text{(Z.6.β)}$$

$$\kappa_c = 1 + (B'/L')\,(N_q / N_c) \quad \text{(Z.6.γ)}$$

- **την κλίση του φορτίου**, η οποία προκαλείται από την τέμνουσα V_L, παράλληλη προς το L :

$$\iota_q = 1 - V_L / (N + A' \cdot c' \cdot \cot\varphi' \quad \text{(Z.7.α)}$$

$$\iota_\gamma = \iota_q \quad \text{(Z.7.β)}$$

$$\iota_c = (\iota_q \cdot N_q - 1)/(N_q - 1) \quad \text{(Z.7.γ)}$$

- **ή την κλίση του φορτίου**, η οποία προκαλείται από την τέμνουσα V_B, παράλληλη προς το B :

$$\iota_q = \left[(1 - 0.7 V_B /(N + A' \cdot c' \cdot \cot\varphi')\right]^3 \quad \text{(Z.8.α)}$$

$$\iota_\gamma = \left[(1 - V_B /(N + A' \cdot c' \cdot \cot\varphi')\right]^3 \quad \text{(Z.8.β)}$$

$$\iota_c = (\iota_q \cdot N_q - 1)/(N_q - 1) \quad \text{(Z.8.γ)}$$

- **για σύγχρονη δράση τεμνουσών** V_L παράλληλα προς L, και V_B παράλληλα προς B, οι τιμές των ι θα υπολογίζονται με γραμμική παρεμβολή ανάμεσα στις τιμές ι_B και ι_L, όπως προκύπτουν από τις σχέσεις (Ζ-8) και (Ζ-7), ως εξής :

$$\iota = \iota_B (1 - \theta/90) + \iota_L (\theta/90) \quad \text{(Z.9)}$$

όπου

$$\tan\theta = V_B / V_L \quad \text{(Z.10)}$$

Ζ.4 ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΙ

[1] Στις σχέσεις που αναφέρονται παραπάνω δεν λαμβάνεται υπόψη η επίδραση των ακολούθων παραγόντων:

- **στρωματογραφική ανομοιογένεια** του εδάφους μέχρι το βάθος επιρροής του θεμελίου
- **κλίση της επιφάνειας** του εδάφους ή της ίδιας της θεμελίωσης (λοξή έδραση) ή γειτνίαση άκρου του θεμελίου προς πρανές
- ανάπτυξη **αδρανειακών δυνάμεων στο ίδιο το έδαφος** (λόγω της σεισμικής επιτάχυνσης) την στιγμή της υποτιθέμενης αστοχίας
- **διατμητική αντοχή** του εδάφους που υπέρκειται της στάθμης εδράσεως του θεμελίου (σημαντικό μόνον για αρκετά μεγάλο βάθος εγκιβωτισμού).

[2] Η ύπαρξη των παραγόντων αυτών πρέπει να λαμβάνεται υπόψη είτε έμμεσα με κατάλληλες τιμές παραμέτρων ή συντελεστών είτε με συμπληρωματικούς ή ακριβέστερους ελέγχους.

[3] Στις σχέσεις της Ζ.3 δεν λαμβάνεται υπόψη **επιρροή υδατικών υπερπιέσεων πόρων**. Επομένως η μέθοδος μπορεί να εφαρμοστεί αυτούσια είτε σε **ακόρεστα** εδάφη γενικώς είτε σε κορεσμένα εδάφη των οποίων η δομή ή/ και οι συνθήκες στράγγισης επιτρέπουν την παράλειψη της επιρροής υδατικών υπερπιέσεων. Προσεγγιστική αντιμετώπιση της επιρροής αυτής σε κορεσμένα κοκκώδη εδάφη δίνεται στην επόμενη παράγραφο Ζ.5

Ζ.5 ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΤΙΚΗ ΑΝΤΙΜΕΤΩΠΙΣΗ ΑΝΑΠΤΥΞΗΣ ΥΠΕΡΠΙΕΣΕΩΝ ΠΟΡΩΝ

[1] Σε κορεσμένους και σχετικά χαλαρούς αμμοϊλυώδεις εδαφικούς σχηματισμούς που υπόκεινται σε μεγάλες παραμορφώσεις κατά την διάρκεια του σεισμού σχεδιασμού, μπορεί να αναπτυχθούν και να συσσωρευτούν, κατά τους επάλληλους κύκλους σεισμικής παραμόρφωσης, σημαντικές υπερπιέσεις πόρων Δu.

[2] Η μέγιστη αναπτυσσόμενη υπερπίεση πόρων Δu αυξάνεται με το εύρος της διατμητικής παραμόρφωσης και με την δυσκολία αποτόνωσής της λόγω διαπερατότητας του εδάφους. Η επιρροή της υπερπίεσης πόρων μπορεί να ληφθεί υπόψη υπολογιστικά με μείωση της τιμής της γωνίας τριβής φ' στην «ενεργό» τιμή φ_E σύμφωνα με την σχέση:

$$\tan\varphi_E = (1 - \Delta u / \sigma'_o) \cdot \tan\varphi' \quad \text{.......... (Z.11)}$$

όπου ο λόγος $\Delta u / \sigma'_o$ = υπερπίεση / ενεργός κατακόρυφη τάση, πρέπει να θεωρηθεί ως μέση τιμή στο μήκος της τελικής επιφάνειας αστοχίας, η οποία θα προκύψει υπό την φόρτιση σεισμικού σχεδιασμού με τις εδαφικές παραμέτρους c' και φ_E.

[3] Εφόσον δεν γίνει ακριβέστερος υπολογισμός, επιτρέπεται να χρησιμοποιούνται οι ακόλουθες ενδεικτικές τιμές της φ_E:

- $\varphi_E = 0.60 \cdot \varphi'$ στις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας I και II
- $\varphi_E = 0.40 \cdot \varphi'$ στις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας III και IV.

Ζ.6 ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΑΠΟ ΠΡΟΥΠΑΡΧΟΥΣΑ ΕΜΠΕΙΡΙΑ

[1] Σε κτίρια σπουδαιότητας Σ1 και σε μικρού μεγέθους κτίρια σπουδαιότητας Σ2 (όγκου υπέργειων ορόφων μέχρι 4000 m^3), επιτρέπεται η εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας του εδάφους με βάση υπάρχουσα εμπειρία από παρακείμενες κατασκευές, θεμελιωμένες σε όμοιους εδαφικούς σχηματισμούς. Οι κατασκευές αυτές πρέπει να μην έχουν εμφανίσει αξιόλογες υποχωρήσεις και να έχουν επιδείξει καλή συμπεριφορά σε προγενέστερες σημαντικές σεισμικές δράσεις.

[2] Όταν η εμπειρία βασίζεται σε τιμή σ_E της επιτρεπόμενης τάσης υπό τα συνήθη φορτία λειτουργίας (χωρίς επαύξηση), η φέρουσα ικανότητα R_{Fd} του θεμελίου μπορεί να εκτιμηθεί ως εξής:

$$R_{Fd} / A' = 2 \cdot i \cdot \sigma_E \quad \text{.......... (Z.12)}$$

Ο μειωτικός συντελεστής i, λόγω ύπαρξης συνολικής οριζόντιας τέμνουσας V (συνισταμένη των τεμνουσών στις 2 διευθύνσεις), μπορεί να λαμβάνεται από την σχέση:

$$i = (1 - V / N)^{1.4} \quad \text{.......... (Z.13)}$$

και η ενεργός επιφάνεια του θεμελίου A' θα υπολογίζεται από τις εκκεντρότητες σύμφωνα με τους ορισμούς της Ζ.1.

ΣΥΜΒΟΛΑ

ΚΕΦΑΛΑΙΑ ΛΑΤΙΝΙΚΑ

A	Σεισμική επιτάχυνση εδάφους (Κεφ.2 και Παραρ.Α), τυχόν μέγεθος απόκρισης (Κεφ. 3), εμβαδόν διατομής (Παραρ.Γ).
exA	Πιθανή ακραία τιμή, θετική ή αρνητική του μεγέθους Α (Κεφ.3).
$B_{,A}$	Τιμή του μεγέθους Β ταυτόχρονα προς την ακραία τιμή του μεγέθους Α (Κεφ.3).
D_r	Συντελεστής υπολογισμού ισοδύναμης στατικής εκκεντρότητας (Παραρ.ΣΤ).
E	Σεισμική δράση σχεδιασμού (Κεφ.4).
F	Ποσοστιαίος συνδυασμός σεισμικών φορτίων (Κεφ.3).
F_d	Αξονική δύναμη σχεδιασμού συνδετήριας δοκού (Κεφ.5).
F_i	Σεισμικό φορτίο ορόφου i (Κεφ.3).
G	Μόνιμες δράσεις (Κεφ.4).
G_k	Εντατικά μεγέθη από μόνιμες δράσεις με την χαρακτηριστική τους τιμή (Κεφ.4).
H	Ύψος κτιρίου (Κεφ.3), βάθος του τοίχου κάτω από την ελεύθερη επιφάνεια (Κεφ.5).
H_p	Οριζόντια σεισμική δύναμη προσαρτήματος (Κεφ.4).
I	Ροπή αδρανείας διατομής (Κεφ.4).
K_i	Δυσκαμψία ορόφου i (Κεφ.3).
L	Πλάτος ορόφου κάθετα προς την διεύθυνση της σεισμικής δράσης (Κεφ.3), μήκος κτιρίου κατά την θεωρούμενη διεύθυνση υπολογισμού (Κεφ.3).
M	Ροπή κάμψης (Κεφ.4), συνολική ταλαντούμενη μάζα κατασκευής (Κεφ.3).
$M_{CD,c}$	Ροπή ικανοτικού σχεδιασμού στο άκρο υποστυλώματος(Κεφ.4).
M_d	Καμπτική ροπή σχεδιασμού (Κεφ.4 και Παραρ.Γ).
M_E	Ροπή από την σεισμική φόρτιση (Κεφ.5).
M_{EW}	Μέγιστη σεισμική ροπή στη βάση του τοιχώματος (Παραρ.Β).
M_{pc}	Αντοχή σε κάμψη (Παραρ.Γ).
M_{pd}	Οριακή υπολογιστική αντοχή σε κάμψη (Παραρ.Γ).
M_R	Υπολογιστική αντοχή σε κάμψη (Κεφ.4, Κεφ.5).
M_{RC}	Υπολογιστική αντοχή υποστυλώματος (Παραρ.Β).
M_{Rd}	Καμπτική ροπή αντοχής σχεδιασμού (Κεφ.4, Παραρ.Γ).
M_S	Μέγιστη ροπή από τους σεισμικούς συνδυασμούς (Παραρ.Γ).
M_v	Ροπή από το σύνολο των μη σεισμικών φορτίσεων του σεισμικού συνδυασμού (Κεφ.5).

N	Αξονική δύναμη (Κεφ.4), αριθμός σταθμών (ορόφων) (Κεφ.3).
N_{cr}	Ιδεατό κρίσιμο φορτίο Euler (Παραρ.Γ).
N_m	Μέσος όρος των κατακόρυφων φορτίων (Κεφ.5).
$N_{ολ}$	Συνολική αξονική δύναμη των κατακόρυφων στοιχείων του ορόφου (Κεφ.4).
N_{pd}	Οριακή υπολογιστική αντοχή σε αξονική επιπόνηση (Παραρ.Γ).
N_S	Μέγιστη αξονική δύναμη από σεισμικούς συνδυασμούς (Παραρ.Γ).
P_∞	Εντατικά μεγέθη από προένταση μετά τις χρόνιες απώλειες (Κεφ.4).
$Q_{k,i}$	Εντατικά μεγέθη από την χαρακτηριστική τιμή της μεταβλητής δράσεως i (Κεφ.4).
R_d	Αντοχή σχεδιασμού (Κεφ.4).
$R_d(T)$	τιμή φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού για οριζόντια συνιστώσα (Κεφ.2).
$R_{d,v}(T)$	Τιμή φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού για κατακόρυφη συνιστώσα (Κεφ.3).
$R_e(T)$	Φασματική επιτάχυνση ελαστικού φάσματος (Παραρ.Α).
R_f	Συντελεστής υπολογισμού ισοδύναμης στατικής εκκεντρότητας (Παραρ.ΣΤ).
R_{fy}	Αντοχή διαρροής (Παραρ.Γ).
S	Ποσοστιαίος συνδυασμός εντατικών μεγεθών A, B, ... μιας διατομής (Κεφ.3).
S_d	Δράση σχεδιασμού από σεισμικούς συνδυασμούς (Κεφ.4).
S_E	Σεισμική δράση (Κεφ.5).
S_{fd}	Υπολογιστική δράση στη θέση έδρασης στοιχείου της ανωδομής (Κεφ.5).
S_v	Δράση από το σύνολο των μη σεισμικών φορτίσεων (Κεφ.5).
T	Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος κτιρίου (Κεφ.3).
T_1, T_2	Χαρακτηριστικές περίοδοι του φάσματος (Κεφ. 2 και Παραρ.Α).
T_n	Ιδιοπερίοδος του προσαρτήματος (Κεφ.3).
V_{CD}	Ικανοτική τέμνουσα δύναμη σχεδιασμού (Παραρ.Β).
V_{EW}	Μέγιστη τέμνουσα από τη σεισμική δράση στην βάση του τοιχώματος (Παραρ.Β).
V_H	Πρόσθετη σεισμική δύναμη στην κορυφή του κτιρίου (Κεφ.3).
V_M	Τέμνουσα που αντιστοιχεί στην οριακή καμπτική αντοχή των άκρων της δοκού (Παραρ.Γ).
V_0	Συνολικό μέγεθος των σεισμικών φορτίων (τέμνουσα βάσης) (Κεφ.3).
$V_{ολ}$	Συνολική τέμνουσα δύναμη των κατακόρυφων στοιχείων του ορόφου (Κεφ.4).
V_{Ob}	Τέμνουσα δοκού θεωρούμενης ως αμφιέρειστου (Παραρ.Β).

V_{pc}	Αντοχή σε διάτμηση δοκού σύζευξης (Παραρ.Γ).
V_{pd}	Οριακή υπολογιστική αντοχή σε τέμνουσα (Παραρ.Γ).
W_p	Βάρος προσαρτήματος (Κεφ.4).

ΠΕΖΑ ΛΑΤΙΝΙΚΑ :

c	Αυθαίρετος μοχλοβραχίονας σεισμικών δυνάμεων F_i (Κεφ.3).
d	Διάσταση υποστυλώματος παράλληλα με την τοιχοπλήρωση (Κεφ.4).
e_{oi}	Στατική εκκεντρότητα ορόφου i (Κεφ.3).
$e_{\tau i}$	Τυχηματική εκκεντρότητα ορόφου i (Κεφ.3).
e_{fi}	Ισοδύναμη στατική εκκεντρότητα ορόφου i ως προς την εύκαμπτη πλευρά (Κεφ.3 και Παραρ.ΣΤ).
e_{ri}	Ισοδύναμη στατική εκκεντρότητα ορόφου i ως προς την δύσκαμπτη πλευρά (Κεφ.3 και Παραρ.ΣΤ).
f_y	Όριο διαρροής χάλυβα (Κεφ.4 και Παραρ.Γ).
h	Ύψος ορόφου (Κεφ.4).
i	Γωνία επιφάνειας του εδάφους ως προς την οριζόντια (Παραρ.Δ).
k	Διαπερατότητα (Κεφ.5).
l	Άνοιγμα δοκού (Παραρ.Γ).
l_c	Μήκος υποστυλώματος (Παραρ.Β), μήκος δοκού σύζευξης (Παραρ.Γ).
m_i	Συγκεντρωμένη μάζα στη στάθμη i (Κεφ.3).
p(z)	Υδροδυναμική μεταβολή της πίεσης του νερού (Κεφ.5).
q	Συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς (Κεφ. 1,2,3 και 4).
q_p	Μειωτικός συντελεστής προσαρτήματος (Κεφ.4).
q_w	Συντελεστής συμπεριφοράς τοίχων αντιστηρίξεως (Κεφ.5).
r_i	Ακτίνα αδράνειας διαφράγματος ως προς το κέντρο μάζας M_i (Κεφ.3 και Παραρ.ΣΤ).
r	Πηλίκο επόμενης προς προηγούμενη ιδιοπερίοδο, $r = T_j / T_i$ (Κεφ.3).
y_i	Μετατοπίσεις συγκεντρωμένων μαζών (Κεφ.3).
z	Στάθμη στηρίξεως του προσαρτήματος (Κεφ.3), βάθος του εξεταζόμενου σημείου (Κεφ.5).
z_i	Απόσταση της στάθμης i από την βάση του κτιρίου (Κεφ.3).

ΚΕΦΑΛΑΙΑ ΕΛΛΗΝΙΚΑ

Α,Β,Γ,Δ,Χ	Κατηγορίες εδαφών από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας (Κεφ.2).
Δ	Υπολογιστική σχετική μετακίνηση των κέντρων μάζας των πλακών του ορόφου (Κεφ.2).

$\Delta_{\varepsilon\lambda}$ Σχετική μετακίνηση των πλακών του ορόφου (Κεφ.4).

Σ Σύμβολο άθροισης.

Σ1,...,Σ4 Κατηγορίες σπουδαιότητας (Κεφ.2).

ΠΕΖΑ ΕΛΛΗΝΙΚΑ

α Εδαφική επιτάχυνση ανηγμένη στην επιτάχυνση της βαρύτητας (Κεφ. 2), γωνία κύριου άξονα ελαστικότητας κτιρίου (Κεφ.3).

α_k Οριζόντια ενεργή επιτάχυνση στην βάση/ κορυφή αναχώματος λόγω σεισμού (Κεφ.5).

α_{CD} Συντελεστής ικανοτικής μεγέθυνσης του κόμβου (Κεφ.4 και Κεφ.5).

α_h Οριζόντιος σεισμικός συντελεστής (Κεφ.5 και Παραρ.Δ).

α_V Κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής (Κεφ.5).

β Γωνία παρειάς τοίχου ως προς την κατακόρυφη (Παραρ.Δ), συντελεστής ενίσχυσης επιτάχυνσης προσαρτήματος (Κεφ.3).

β_0 Συντελεστής ενίσχυσης του φάσματος (Κεφ.2 και Παραρ.Α).

γ Ειδικό βάρος του εδάφους (Κεφ.5 και Παραρ.Δ).

γ' Ειδικό βάρος εδάφους υπό άνωση (Κεφ.5).

γ_1 Συντελεστής σπουδαιότητας του κτιρίου (Κεφ.2 και Παραρ.Α).

γ_m Συντελεστής ασφαλείας υλικού (Κεφ.4).

γ_p Συντελεστής σπουδαιότητας προσαρτήματος (Κεφ.4).

γ_{Rd} Συντελεστής για την μετατροπή της υπολογιστικής αντοχής των δοκών στην πιθανή μέγιστη τιμή της (Κεφ.4).

γ_w Ειδικό βάρος νερού (Κεφ.5).

δ Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου και εδάφους (Κεφ.5 και Παραρ.Δ).

ε Σεισμικός συντελεστής προσαρτήματος (Κεφ.3 και Κεφ.4).

ζ Ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης (Κεφ.2).

η Διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης (Κεφ.2 και Παραρ.Α).

η_v Λόγος της τέμνουσας που αναλαμβάνουν τα τοιχώματα στην βάση δια της συνολικής τέμνουσας βάσεως (Κεφ.4).

θ Συντελεστής θεμελίωσης (Κεφ.2), δείκτης ευαισθησίας πλευρικής παραμόρφωσης (Κεφ.4).

λ Λυγηρότητα (Παραρ.Β).

$\overline{\lambda}$ Ανηγμένη λυγηρότητα μεταλλικών διαγωνίων (Παραρ.Γ).

ρ Λόγος της επιφάνειας των τοιχωμάτων μιας διεύθυνσης προς τη συνολική επιφάνεια τοιχωμάτων και υποστυλωμάτων (Κεφ.3).

ρ_x, ρ_y Ακτίνες δυστρεψίας κτιρίου ως προς τον ελαστικό άξονα κατά τις κύριες διευθύνσεις x, y (Κεφ.3).

$\rho_{mx,i}, \rho_{my,i}$ Ακτίνες δυστρεψίας ως προς το κέντρο μάζας M_i του διαφράγματος (i) κατά

τις κύριες διευθύνσεις x, y (Κεφ.3).

φ Γωνία διατμητικής αντοχής του εδάφους (Κεφ.5 και Παραρ.Δ).

φ_i Μεταφορική συνιστώσα της ιδιομορφής στο κέντρο μάζας της στάθμης i κατά τη διεύθυνση της οριζόντιας σεισμικής δράσης (Κεφ.3).

$\varnothing$ Διάμετρος ράβδου οπλισμού.

ψ_2 Συντελεστής συνδυασμού για μεταβλητές δράσεις (Κεφ.4).

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ

ΑΡΘΡΟ ΔΕΥΤΕΡΟ
ΕΝΑΡΞΗ ΙΣΧΥΟΣ

1. Ο ανωτέρω Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός εφαρμόζεται παράλληλα με τον ισχύοντα Νέο Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (Ν.Ε.Α.Κ.) όπως αυτός αρχικά εγκρίθηκε με την αριθμ. Δ17α/08/32/ΦΝ 275/30-9-92 Απόφαση (ΦΕΚ Β' 613) και όπως περαιτέρω τροποποιήθηκε και ισχύει, για χρονική περίοδο ενός (1) έτους από την έναρξη εφαρμογής του.

2. Κατά το χρονικό αυτό διάστημα παρέχεται η δυνατότητα εφαρμογής κατ' επιλογήν είτε των παλαιών διατάξεων που ισχύουν σήμερα, είτε των νέων που θεσπίζονται με τον παρόντα Κανονισμό.

3. Μετά τη λήξη της χρονικής αυτής περιόδου εφαρμόζεται αποκλειστικά ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (2000), όπως εγκρίνεται με την παρούσα απόφαση.

4. Η ισχύς της απόφασης αυτής αρχίζει από τη δημοσίευσή της στην Εφημερίδα της Κυβερνήσεως.

Η Απόφαση αυτή να δημοσιευθεί στην Εφημερίδα της Κυβερνήσεως.

Αθήνα, 15 Δεκεμβρίου 1999

Ο ΥΠΟΥΡΓΟΣ

ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ, ΧΩΡΟΤΑΞΙΑΣ ΚΑΙ ΔΗΜΟΣΙΩΝ ΕΡΓΩΝ

ΚΩΝ. ΛΑΛΙΩΤΗΣ

ΕΘΝΙΚΟ ΤΥΠΟΓΡΑΦΕΙΟ

ΕΦΗΜΕΡΙΔΑ ΤΗΣ ΚΥΒΕΡΝΗΣΕΩΣ

ΚΑΠΟΔΙΣΤΡΙΟΥ 34 * ΑΘΗΝΑ 104 32 * TELEX 223211 YPET GR * FAX 52 34 312
ΗΛΕΚΤΡΟΝΙΚΗ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ: http: www.et.gr
e-mail: webmaster @ et.gr

ΥΠΗΡΕΣΙΕΣ ΕΞΥΠΗΡΕΤΗΣΗΣ ΠΟΛΙΤΩΝ

ΚΕΝΤΡΙΚΗ ΥΠΗΡΕΣΙΑ
Σολωμού 51

Πληροφορίες δημοσιευμάτων Α.Ε. - Ε.Π.Ε.	5225 761 5230 841
Πληροφορίες δημοσιευμάτων λοιπών Φ.Ε.Κ.	5225 713 5249 547
Πώληση Φ.Ε.Κ.	5239 762
Φωτοαντίγραφα παλαιών Φ.Ε.Κ.	5248 141
Βιβλιοθήκη παλαιών Φ.Ε.Κ.	5248 188
Οδηγίες για δημοσιεύματα Α.Ε. - Ε.Π.Ε.	5248 785
Εγγραφή Συνδρομητών Φ.Ε.Κ. και αποστολή Φ.Ε.Κ.	5248 320

ΠΕΡΙΦΕΡΕΙΑΚΑ ΓΡΑΦΕΙΑ
ΠΩΛΗΣΗΣ Φ.Ε.Κ.

ΘΕΣΣΑΛΟΝΙΚΗ Βασ. Όλγας 227 - Τ.Κ. 54100	(031) 423 956
ΠΕΙΡΑΙΑΣ Νικήτα 6-8 Τ.Κ. 185 31	4135 228
ΠΑΤΡΑ Κορίνθου 327 - Τ.Κ. 262 23	(061) 6381 100
ΙΩΑΝΝΙΝΑ Διοικητήριο Τ.Κ. 450 44	(0651) 87215
ΚΟΜΟΤΗΝΗ Δημοκρατίας 1 Τ.Κ. 691 00	(0531) 22 858
ΛΑΡΙΣΑ Διοικητήριο Τ.Κ. 411 10	(041) 597449
ΚΕΡΚΥΡΑ Σαμαρά 13 Τ.Κ. 491 00	(0661) 89 127 / 89 120
ΗΡΑΚΛΕΙΟ Πλ. Ελευθερίας 1, Τ.Κ. 711 10	(081) 396 223
ΛΕΣΒΟΣ Πλ. Κωνσταντινουπόλεως Τ.Κ. 811 00 Μυτιλήνη	(0251) 46 888 / 47 533

ΤΙΜΗ ΦΥΛΛΩΝ ΕΦΗΜΕΡΙΔΟΣ ΤΗΣ ΚΥΒΕΡΝΗΣΕΩΣ
- Μέχρι 8 σελίδες 200 δρχ.
- Από 8 σελίδες και άνω προσαύξηση 100 δρχ. ανά 8σέλιδο ή μέρος αυτού

ΕΤΗΣΙΕΣ ΣΥΝΔΡΟΜΕΣ Φ.Ε.Κ.

Τεύχος	Κ.Α.Ε. Προϋπολογισμού 2531	Κ.Α.Ε. εσόδου υπέρ ΤΑΠΕΤ 3512
Α΄ (Νόμοι, Π.Δ., Συμβάσεις κ.λπ.)	60.000 δρχ.	3.000 δρχ.
Β΄ (Υπουργικές αποφάσεις κ.λπ.)	70.000 »	3.500 »
Γ΄ (Διορισμοί, απολύσεις κ.λπ. Δημ. Υπαλλήλων)	15.000 »	750 »
Δ΄ (Απαλλοτριώσεις, πολεοδομία κ.λπ.)	70.000 »	3.500 »
Αναπτυξιακών Πράξεων (Τ.Α.Π.Σ.)	30.000 »	1.500 »
Ν.Π.Δ.Δ. (Διορισμοί κ.λπ. προσωπικού Ν.Π.Δ.Δ.)	15.000 »	750 »
Παράρτημα (Προκηρύξεις θέσεων ΔΕΠ κ.τλ.)	5.000 »	250 »
Δελτίο Βιομηχανικής Ιδιοκτησίας (Δ.Ε.Β.Ι.)	10.000 »	500 »
Ανωτάτου Ειδικού Δικαστηρίου (Α.Ε.Δ.)	3.000 »	150 »
Προκηρύξεων Α.Σ.Ε.Π.	10.000 »	500 »
Ανωνύμων Εταιρειών & Ε.Π.Ε.	250.000 »	12.500 »
ΓΙΑ ΟΛΑ ΤΑ ΤΕΥΧΗ ΕΚΤΟΣ Α.Ε. & Ε.Π.Ε.	250.000 »	12.500 »

* Οι συνδρομές του εσωτερικού προπληρώνονται στα Δημόσια Ταμεία που δίνουν αποδεικτικό είσπραξης (διπλότυπο) το οποίο με τη φροντίδα του ενδιαφερομένου πρέπει να στέλνεται στην Υπηρεσία του Εθνικού Τυπογραφείου.
* Οι συνδρομές του εξωτερικού επιβαρύνονται, πέραν των ανωτέρω αναφερομένων ποσών, με τα ταχυδρομικά τέλη και μπορεί να στέλνονται με επιταγή και σε ανάλογο συνάλλαγμα στο Διευθυντή Διαχείρισης του Εθνικού Τυπογραφείου.
* Η πληρωμή του υπέρ ΤΑΠΕΤ ποσοστού που αντιστοιχεί σε συνδρομές, εισπράττεται από τα Δημόσια Ταμεία.
* Οι συνδρομητές του εξωτερικού μπορούν να στέλνουν το ποσό του ΤΑΠΕΤ μαζί με το ποσό της συνδρομής.
* Οι Νομαρχιακές Αυτοδιοικήσεις, οι Δήμοι, οι Κοινότητες ως και οι επιχειρήσεις αυτών πληρώνουν το μισό χρηματικό ποσό της συνδρομής και ολόκληρο το ποσό υπέρ του ΤΑΠΕΤ.
* Η συνδρομή ισχύει για ένα χρόνο, που αρχίζει την 1η Ιανουαρίου και λήγει την 31η Δεκεμβρίου του ίδιου χρόνου. Δεν εγγράφονται συνδρομητές για μικρότερο χρονικό διάστημα.
* Η εγγραφή ή ανανέωση της συνδρομής πραγματοποιείται το αργότερο μέχρι τον Μάρτιο κάθε έτους.
* Αντίγραφα διπλοτύπων, ταχυδρομικές επιταγές και χρηματικά γραμμάτια δεν γίνονται δεκτά.

Οι υπηρεσίες εξυπηρέτησης των πολιτών λειτουργούν καθημερινά από 08.00΄ έως 13.00΄

ΑΠΟ ΤΟ ΕΘΝΙΚΟ ΤΥΠΟΓΡΑΦΕΙΟ